
بسم الله الرحمن الرحيم


بسم الله الرحمن الرحيم
الله لا إله إلا هو الحي القيوم لا تأخذه
سنة ولا نوم له ما في السموات وما في
الأرض من ذا الذي يشفع عنده
إلا بإذنه يعلم ما بين أيديهم وما خلفهم
ولا يحيطون بشيء من علمه إلا بما شاء
وسع كرسيه السموات والأرض ولا
يؤوده حفظهما وهو العلي العظيم
صدق الله العظيم ٢٤ ١٤

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. ***YAHIA FARES DE MEDEA***

Faculté des Sciences et de La Technologie

Département Génie de la matière

Section : Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDE

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLÔME MASTER EN GÉNIE CIVIL
OPTION : CONSTRUCTION ET MATÉRIAUX

THÈME

"Conception et étude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation"

PROPOSÉ PAR :

B.E.T. (D.MEZAAD)

DIRIGÉ PAR :

M^{r}: BOUKSANI OMAR

ETUDIÉ PAR:

M^{r}: CHEIKH REDHA

"Promotion 2012"

Remerciement :

Avant tous je remercie le dieu le plus puissant qui nous a donné la force, la volonté pour terminer ce travail.

Nous représentons nos sincères remerciements à notre encadreur **Mr: BOUKASANI OMAR** *qu'il nous aidé et bien dirigé pour orienter et réaliser ce travail, ainsi nous tenons à remercier tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont dirigés et conseillés durant notre formation .nous exprimons à remercier les membres de jury pour avoir accepté de juger ce travail.*

En fin on remercier tous les personnes ayant contribué de près ou de loin à cette réalisation.

.....CHEIKH REDHA

0 220406
119021

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

♦ *A celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur,* ***ma mère.***

♦ *A celui qui m'a toujours dirigé, guidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur,* ***mon père.***

♦ *A mon frère et mes sœurs pour leur soutien continu et toute la famille* ***CHEIKH.***

♦ *A tous mes amis*

♦ *Je dédie également ce projet à tous ce qui m'a aidé de près ou de loin.*

Mr. CHEIKH REDHA

Sommaire :

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I. *Introduction :*……1

I.1. *Présentationde l'ouvrage :*……1

I.2. *Caractéristique géométriques de l'ouvrage :*……1

I.2.a. *Dimensions :*……1

I.2.b. *Système de contreventement :*……2

I.2.c. *Planchers :*……2

I.2.d. *Maçonnerie :*……2

I.2.e. *L'acrotère :*……2

I.2.f. *Escalier :*……2

I.2.g. *Revêtement :* ……9

I.3. *Caractéristique mécaniques des matériaux :* ……9

I.3.1. *Béton :*……9

I.3.1.a. *caractéristique du Béton :*……9

I.3.1.b. *ciment :* ……9

I.3.1.c. *Granulats :*……9

I.3.1.d. *Eau de gâchage :*……9

I.3.1.e. *Dosage du béton :*……10

I.3.2. *Béton armé :*……10

I.3.2.a. *Résistance du béton :*……10

I.3.2.b. *Résistance caractéristique à la compression :*……10

I.3.2.c. *Résistance caractéristique à la traction :*……11

I.3.2.d. *Coefficient de POISSON (υ) :*……11

I.3.2.e. *Module de déformation longitudinale:*……12

I.3.3. *Acier :*……12

I.3.3.a. *Types d'acier :*……..….**13**

I.3.3.b. *Module d'élasticité longitudinale de l'acier :*……..….**13**

I.4. *Principe de calcul du CBA 93 :*……..**13**

I.4.1. *E.L.U de résistance :*……..….**14**

I.4.1.1. *Contrainte du béton en compression :*……..….**14**

I.4.1.2. *Contrainte ultime de cisaillement :*……...**15**

I.4.1.3. *Contrainte limite de l'acier :*……..**15**

I.4.2. *A l'E.L.S :*……..…**16**

I.4.2.1. *E.L.S de compression de béton :*……...**16**

I.4.2.2. *E.L.S de contrainte limite de l'acier:*……..**16**

I.4.3. *Contrainte limite de l'acier :*……..... **16**

I.5. *Conclusion :* ……..**16**

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments et descente des charges

II.1. *Introduction :*……..**17**

II.2. *Pré dimensionnement des planchers :*……...**17**

II.2.1. *Plancher à corps creux :*……..**17**

II.2.2. *Les Planchers en dalles pleines :*……..**19**

II.3. *Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations*…**21**

II.3.1. *Maçonnerie :*……..**21**

II.3.1.a. *Murs intérieurs (simple cloison) :*……..**21**

II.3.1.b. *Murs extérieurs (double-cloison) :*……..**21**

II.3.2. *Plancher terrasse :*……..**22**

II.3.2.a. *Charges permanentes :*……..…**22**

II.3.2.b. *Charges d'exploitation :*……..**22**

II.3.3. *Plancher courant :*……..**23**

II.3.3.a. *Charges permanentes :*……..**23**

II.3.3.b. *charges d'exploitation :*……..**23**

II.3.4. *Dalle pleine(Balcons):*……..**24**

II.3.4.a. *Charges permanentes :*……..…**24**

II.3.4.b. *charges d'exploitation :* ……..**24**
II.4. *Pré dimensionnement des poutres:*…….**25**
II.5. *Pré-dimensionnement des poteaux :*……**28**
II.5.1. *Etapes de pré-dimensionnement :*……..**28**
II.5.2. *Détermination des charges et surcharges :*……**29**
II.5.2.a. *Calcul de la surface requise par le poteau le plus sollicité :*….**29**
II.5.2.b . *Charges permanentes :*……..**31**
II.5.2.c . *Charges d'exploitation :*……..**34**
II.5.3. *Effort normal de résistance :* ……**35**
II.5.4. *Vérification selon le RPA99v2003 :* ……..**37**
II.6. *Pré Dimensionnement des Voiles :*……**38**

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III .1. *L'acrotère:*……..**40**
III.1.1. *Principe de calcul:*……**40**
III.1.2. *Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:*……..**40**
III.1.3. *Détermination des efforts :*……..**41**
III.1.4. *Calcul de ferraillage :* ……..**41**
III.1.4.a. *À E L U :*……..**41**
III.1.4.b. *Vérification à l'E.L.S :*……..**43**
III.1.5. *Vérification de l'effort tranchant :*……..**45**
III.1.6. *Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :*……**45**
III.1.7. *Vérification de l'acrotère au séisme :*……..**46**
III.2. *Plancher à corps creux :*……..**47**
III.2.1. *La dalle de compression :*……..**47**
III2.2. *Les poutrelles :*……..**49**
III.2.2.1. *avant coulage :*……..**49**
III.2.2.2. *Après coulage :*…… ……..**53**

III.2.2.2.1. *Méthodes de calcul :* ……..***53***
III.2.2.2.1.a.*Méthode forfaitaire :*……***53***
III.2.2.2.1.b.*Méthode Caquot :*……***55***
III.2.2.2.1.c. *Les types des planchers :*……***57***
III.2.2.2.1.d. *Evaluation des charges et surcharges :*……***58***
III.2.2.2.1.e. *Sollicitations de calcul :* ……***58***
III.2.2.2.2. *Récapitulations :*……..***67***
III.2.2.2.3. *Calcul du ferraillage :*……***68***
III.2.2.2.4. *Vérification au cisaillement :* ……***71***
III.2.2.2.5. *Vérifications préliminaires de la flèche :*……***72***
III.2.2.2.6. *Évaluation détaillée de la flèche :* …… ***72***
III.3. *ESCALIER*……***74***
III.3.1. *INTRODUCTION*……***74***
III.3.2. *DEFINITION DES ÉLÉMENTS D'UN ESCALIER :*……***74***
III. 3.3. *Pré dimensionnement :*……***76***
III. 3.3.a. *Caractéristique technique :*……***76***
III. 3.3.b. *Evaluation des charges et surcharges :*……***77***
III. 3.4. *Détermination des efforts :* ……***78***
III. 3.4.a. *L'E.L.U :*……***79***
III. 3.4.b. *L'E.L.S:*……***81***
III.3.5. *Ferraillage des escaliers :*……***83***
III.3.5.1. *Calcul à l'E.L.U:*……***83***
III.3.5 .2. *Condition de non fragilité :*……***84***
III.3.5 .3. *Les armatures de répartition :*……***84***
III.3.5 .4. *Vérification de l'espacement :* ……***85***
III.3.5 .5.*Vérification de l'effort tranchant :*……***85***
III.3.5 .6. *Vérification à l'E.L.S :*……***86***
III.3.5 .7.*Vérification de la flèche :*……***87***
III.3.6.*Calcul de la poutre palière :*……***89***
III.3.6.1.*Pré dimensionnement :*……***89***

III.3.6.2. *Evaluation des charges :……..…****90***
III.3.6.3. *Calcul des efforts:……..…****91***
III.3.6.4. *Ferraillage de la poutre palière :……..…****92***
III.3.6.4.A.*Condition de non fragilité : ……..…****93***
III.3.6.4. B. *Vérification de l'effort tranchant : ……..…****93***
III.3.6.4.C. *Vérification de compression dans la bielle de béton: ……..…****93***
III.3.6.4.D. *Vérification au voisinage de l'appui:……..…****93***
III.3.6.4.E. *Armatures transversales:……..…****94***
III.3.6.4.E.1. *Vérification du R.P.A 99:……..…****94***
III.3.6.4.F. *Vérification à l'E.L.S : ……..…****95***
III.3.6.4.G. *Vérifications préliminaires de la flèche :……..…****96***
III.4. *Calcul des dalles pleines……..…****97***
III.4.1. *Définition:……..…****97***
III.4.2. *Méthode de calcul:……..…****97***
III.4.2.1. *Principe de calcul:……..…****98***
III.4.3. *Position des lignes de rupture:……..…****99***
III.4.3.1. *Cas d'une dalle reposant sur 2 appuis :……..…****99***
III.4.3.1.1. *Calcul du ferraillage:……..…****101***
III.4.3.1.2. *Vérification de l'ELS :……..…****102***
III.5. *Etude de la dalle machine :……..…****103***
III.5.1.*Introduction:……..…****103***
III.5.2. *Pré dimensionnement ……..…****103***
III.5.3. *Détermination des charges et surcharges……..…****103***
III.5.4. *Combinaison des charges……..…****104***
III.5.5. *Calcul des efforts ……..…****104***
III.5.6. *Ferraillage de la dalle……..…****105***
III.5.6.1. *Ferraillage en travée……..…****105***
III.5.6.2. *Ferraillage sur appui……..…****106***
III.5.7. *Calcul des armatures transversales……..…****106***
III.5.8. *Vérification à L'E.L.S ……..…****107***

Chapitre IV : étude dynamique

IV.1. *Introduction :*……**110**

IV.2. *Caractéristiques géométriques de la structure :*……**110**

IV.2.1. *Centre de masse :*……**110**

IV.2.2. *Centre de torsion :*……**112**

IV.2.3. *Excentricité :*……**115**

IV.2.3.1. *Excentricité théorique (statique) :*……**115**

IV.2.3.2. *Excentricité accidentelle :*……**116**

IV.2.3.3. *Effets de la torsion accidentelle :*……**117**

IV. 3. *Choix de la méthode de calcul*……**118**

IV.3.1. *Introduction :*……**118**

IV.3.2. *Méthode dynamique modale spectrale :*……**118**

IV.3.2.1. *Principe :*……**118**

IV.3.2.2. *Modélisation :*……**118**

IV.3.2.3. *Le spectre de réponse de calcul :*……**119**

IV.4. *Résultats de l'analyse dynamique :*……**122**

IV.4.1. *Vérification de comportement des trois premiers modes:*……**122**

IV.4.2. *Vérification de participation massique :*……**123**

IV.4.3. *Vérification des périodes :*……**124**

IV.4.4. *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :*
……**124**

IV.4.5. *Vérification de la stabilité au renversement :*……**126**

IV.4.5.1. *Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :*……**127**

IV.4.5.2. *Moment de renversement :*……**130**

IV.4.5.3. *Moment stabilisant :*……**131**

IV.4.6. *Vérification des déplacements :*……**132**

IV.4.7. *Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :……135*

Chapitre V : ferraillage des éléments structuraux

V.1. *Introduction : ……137*
V.2. *Ferraillage des poutres :……137*
V.2.1. *Introduction :……137*
V.2.2. *Recommandations du R.P.A99 :……138*
V.2.2.a. *Armatures longitudinales :……138*
V.2.2.b. *Armatures transversales :……138*
V.2.3. *Vérification des contraintes à l'état limite de service :……139*
V.2.4. *Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :……141*
V.2.5. *Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :……143*
V.2.6. *Calcul des armatures transversales :……144*
V.2.7. *Vérification de la flèche :……145*
V.3. *Ferraillage des poteaux :……148*
V.3.1. *Détermination des armatures longitudinales :……148*
V.3.1.a. *Recommandations des règlements :……148*
V.3.1.b. *Sollicitations extrêmes de ferraillage :……149*
V.3.1.c. *Etat limite de stabilité de forme :……149*
V.3.1.d. *Détermination des armatures à l'ELU de résistance :……150*
V.3.1.e. *Vérification des contraintes à l'ELS :……151*
V.3.2. *Détermination des armatures transversales :……153*
V.3.2.a. *Calcul de la contrainte de cisaillement τu :……153*
V.3.2.b. *Contrainte tangente admissible* $\overline{\tau u}$ *:……153*
V.3.2.c. *Vérifications des contraintes tangentielles :……154*
V.3.2.d. *Calcul des armatures transversales :……154*
V.3.2.e. *Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :……157*

V.4. Ferraillage des voiles :……159
V.4.1.Les voiles pleins:……..159
V.4.2. Méthode de calcul:……159
V.4.2.1. Recommandations réglementaires:……161
V.4.2.1.a. Armatures verticales:……..161
V.4.2.1.b. Armatures horizontales:……161
V.4.2.1.c. Armatures transversales:……163
V.4.2.2. Recommandations pour les voiles :……...163
V.4.3. Armatures verticales :……164
V.4.4. Les armatures transversales :……166
V.4.5. Les armatures horizontales :……167

Chapitre VI : étude de l'infrastructure

VI.1.Calcul des fondations :……171
VI.1.1. généralités :……171
VI.1.2. Reconnaissance des lieux et du sol:……171
VI.1.3. Choix du Type de fondation :……171
VI.1.3.A. Semelle isolée :……171
VI.1.3.B. Semelles filantes :……172
VI.1.3 .C. Radier général :……173
VI.1.4. Pré dimensionnement du radier général :……173
VI.1.4. 1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier……174
VI.1.4. 2. Dimensionnement des nervures (hauteur de la nervure)……175
VI.1.5. Caractéristiques géométriques du radier :……177
VI.1.5. a. Le centre de gravité :……177
VI.1.5. b. Les moments d'inertie :……177
VI.1.6. Vérifications nécessaires :……177

VI.1.6. 1.*Vérification de la stabilité du radier :……..…****177***

VI.1.6. 2.*Vérification des contraintes dans le sol :……..….****179***

VI.1.7. *Ferraillage du radier……..****181***

VI.1.7. a.*Ferraillage de la dalle du radier:……..****181***

VI.1.7. b.*Ferraillage des nervures :……..****188***

VI.1.7. c.*Ferraillage du débord :……..****192***

Figure 1-2 : *Façade Principale*……..**3**

Figure 1-1 : *Façade Postérieur*……..**4**

Figure 1-3: *Coupe (A-A)* ……..**5**

Figure 1-4 : *Plan R.D.C*……..**6**

Figure 1-5 : *Plan d'étage Courant*……..**7**

Figure 1-6 : *Plan Terrasse* ……..**8**

Figure 1-7: *Eprouvette (16×32)*……..**12**

Figure 1-8: *Diagramme contrainte déformation du béton [1]*……..**14**

Figure1-9 : *Diagramme contrainte-déformation de l'acier*……..**15**

Figure 2-1: *dimensionnement de plancher à corps creux*……..**17**

Figure 2-2: *Dimensions de la poutrelle en béton*……..**19**

Figure 2-3: *Simple et double cloisons*……..**21**

Figure 2-4 : *composants d'un plancher terrasse*……..**22**

Figure 2-5 : *composants d'un plancher courant*……..**23**

Figure 2-6 : *composants de la dalle d'étage*……..**24**

Figure 2-7: *Dimensionnement de la poutre*……..**25**

Figure 2-8 : *détermination des axes*……..**26**

Figure 2-9 : *Flèche maximale de la poutre*……..**27**

Figure 2-10 : *Section réduite du poteau*……..**29**

Figure. 2-11: *représentation du poteau le plus sollicité*……..**30**

Figure 2-12 : *Coupe d'un voile en plan*……..**38**

Figure 2-13 : *coupe d'un voile en élévation*……..**39**

Figure 3-1 : *L'acrotère*……..**40**

Figure 3-2 : *Section de B.A à l'ELU* ……..**42**

Figure 3-3 : *Montre le détail de ferraillage de l'acrotère……..……* ***46***

Figure 3-4 : *disposition constructive des armatures de la table de compression……* ***48***

Figure 3-5 : *schématisation de la poutrelle avant coulage……* ***49***

Figure 3-6 : *Choix de disposition des étaiements……* ***50***

Figure 3-7 : *Différents efforts dans la poutrelle à trois travées ……..….* ***62***

Figure 3-8 : *les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)……* ***68***

Figure 3-9 *: Disposition constructive des armatures……..* ***70***

Figure 3-10 : *ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)……* ***74***

Figure 3-11 : *Représentation d'un escalier……..……* ***75***

Figure 3-12 : *Constituant d'un paillasse……..…* ***77***

Figure 3-13 : *Schéma statique à l'E.L.U……* ***80***

Figure 3-14 : *Schéma statique à l'E.L.S……..…* ***82***

Figure 3-15 : *Dimensionnement de la poutre palière……* ***89***

Figure 3-16: *Diagramme des sollicitations de poutre palière(ELU)……..…* ***91***

Figure 3-17 : *Diagramme des sollicitations de poutre palière (ELS)… ……* ***92***

Figure 3-18 : *ferraillage de la poutre palière ……..* ***96***

Figure 3-19: *disposition des dalles pleines……..…* ***97***

Figure 3-20 : *Dalle pleine……* ***99***

Figure 3-21 : *Dimensions de la dalle machine.....* ***103***

Figure 4-1 : *disposition des voiles ……..* ***111***

Figure 4-2 : *Inerties des voiles et des poteaux……..…* ***114***

Figure 4-3 : *Spectre de réponse……* ***121***

Figure 4-4 : *Le comportement des trois premiers modes ……* ***122***

Figure 4-5 : *Les forces agissent sur la stabilité au renversement……..…***127**

Figure 4-6 : *Distribution des forces sismiques……..…***128**

Figure 4-7 : *Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……***129**

Figure 4-8 : *Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……***130**

Figure 5-1 : *Disposition des armatures pour les poutres……..…***141**

Figure 5-2 : *Ferraillage des poutres principales ……..…***147**

Figure 5-3 : *Ferraillages des poutres secondaires ……..…***147**

Figure 5-4 : *définition de la zone nodale dans les poteaux……..……***148**

Figure 5-5 : *Disposition des armatures dans les poteaux……..…***157**

Figure 5-6 : *Ferraillage des poteaux (35×35)…… ***158**

Figure 5-7 : *Ferraillage des poteaux (40×40)……..……***158**

Figure 5-8 : *Ferraillage des poteaux (45×45)…… ……..…***158**

Figure 5-9 : *Diagramme des contraintes (SPC)…… ***160**

Figure 5-10 : *Diagramme des contraintes (SET)…… ….…***160**

Figure 5-11 : *Diagramme des contraintes (SEC)…… ……..…***160**

Figure 5-12 : *disposition des armatures verticales dans les voiles……..…***163**

Figure 5-13 : *Disposition des armatures dans les voiles V_1, V2, V_3……..…***169**

Figure 5-14 : *Disposition des armatures dans les voiles V_4, V5 ……..…***170**

Figure 6-1 : *Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux……..…..* ***175**

Figure 6-2 : *Contraintes sous le radier……..…***179**

Figure 6-3 : *Schéma des panneaux ……..…***183**

Figure 6-4 : *Schémas de ferraillage des nervures ……..…***191**

Figure 6-5 : *ferraillage de la dalle dans les deux sens……..…***191**

Figure 6-6 : *Schéma statique du débord ……..…***192**

Tableau 1-1 : *dimensions du Bloc……..**1***

Tableau 1-2: *Résistance f_{c28} du béton à 7 ; 14 et 90jours ……..**11***

Tableau 1-3 *Les types d'aciers utilisés et leurs nuances…….**.....13***

Tableau 2-1 : *charge permanent du mur simple cloison……..**..21***

Tableau 2-2 : *charge permanent du mur double cloison ……..**21***

Tableau 2-3 : *Charge permanente du plancher terrasse……**....22***

Tableau 2-4 : *Charge permanente du plancher courant……**23***

Tableau 2- 5 : *Charge permanente de la dalle d'étage……**.....24***

Tableau 2-6 : *pré dimensionnement des poutres……**26***

Tableau 2- 7 : *Charge permanente de $(8.7.6)^{eme}$ étage……**31***

Tableau 2- 8 : *Charge permanente de $(5.4.3)^{eme}$ étage……**32***

Tableau 2- 9 : *Charge permanente de $(1.2.RDC)^{eme}$ étage……**33***

Tableau 2-10 : *Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage……**..34***

Tableau 2-11 : *Détermination de l'effort normale « N_U ». ……**..34***

Tableau 2-12 : *Détermination de la section du poteau……**35***

Tableau 2-13 : *vérifications de coffrage des poteaux……**….36***

Tableau 3-1 : *les charges permanentes et les surcharges d'exploitation de l'acrotère.....**40***

Tableau 3-2 : *les efforts sur l'acrotère à l'état limite ultime et l'état limite de service……**41***

Tableau 3-3 : *Dimensions et caractéristiques des matériaux……**41***

Tableau 3-4 : *les charges de la poutrelle avant collage ……**….49***

Tableau 3-5 : *Calcul des moments……**….50***

Tableau 3-6 : *Actions de calcul des poutrelles après coulage ……**58***

Tableau 3-7 : *Différentes sollicitations dans la poutrelle à 3 travées ……**62***

Tableau 3-8: *Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées ……* ***63***

Tableau 3-9: *Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6travées ……* ***64***

Tableau 3-10 : *Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées ……* ***66***

Tableau 3-11 : *Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées ……* ***66***

Tableau 3-12 : *Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées ……* ***67***

Tableau 3-13 : *Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées ……* ***67***

Tableau 3-14: *Récapitulations des efforts internes……* ***67***

Tableau 3-15 : *calcul des armatures……* ***69***

Tableau 3-16 : *ferraillages longitudinaux des poutrelles……* ***70***

Tableau 3-17 : *les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement……* ***71***

Tableau 3-18 : *vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……* ***72***

Tableau 3-19 : *Poids propre du palier de repos de l'escalier……* ***77***

Tableau 3-20 : *Poids propre de la paillasse de l'escalier……* ***78***

Tableau 3-21 : *Combinaison des charges de l'escalier……* ***79***

Tableau 3-22 : *les données……* ***83***

Tableau 3-23: *Calcul des sections d'acier de l'escalier……* ***84***

Tableau 3-24: *Les armatures de répartition……* ***84***

Tableau 3-25 : *Vérification de l'espacement……* ***85***

Tableau 3-26 : *Vérification à l'E.L.S……* ***86***

Tableau 3-27 : *Vérification de la flèche de l'escalier……* ***88***

Tableau 3-28: *pré dimensionnement de la poutre palière……* ***90***

Tableau 3-29: *Les efforts agissants sur une poutre palière ……* ***91***

Tableau 3-30 : *les données……* ***92***

Tableau 3-31 : *Calcul des sections d'acier de la poutre palière……* ***92***

Tableau 3-32 : *Vérification à l'E.L.S* ……**95**

Tableau 3-33 : *vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière*……**96**

Tableau 3-34 : *Travail externe*……**99**

Tableau 3-35 : *Travail interne*……**100**

Tableau 3-36: *Les données*……**101**

Tableau 3-37 : *Calcul des sections d'acier de la dalle*……**102**

Tableau 3-38: *Résultats de ferraillage en travée (sens L_x)*……**105**

Tableau 3-39 : *Résultats de ferraillage en travée (sens L_y)*……**105**

Tableau 3-40: *Résultats de ferraillage sur appuis.* ……**106**

Tableau 3-41 : *Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens*……**108**

Tableau 4-1 : *Calcul du centre de masse*……**112**

Tableau 4-2 : *Calcul du centre de torsion*……**114**

Tableau 4-3 : *Calcul de l'excentricité théorique*……**115**

Tableau 4-4 : *Calcul de l'excentricité accidentelle*……**116**

Tableau 4-5 : *Calcul de l'excentricité totale*……**117**

Tableau 4-6 : *détermination du facteur de qualité Q du bloc* ……**120**

Tableau 4-7 : *Le comportement des trois premiers modes* ……**122**

Tableau 4-8: *Coefficient de participation massique*……**123**

Tableau 4-9 : *vérification des périodes*……**124**

Tableau 4-10 : *Calcul de la force sismique (M.S.E)*……**126**

Tableau 4-11 : *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul*……**126**

Tableau 4-12 : *Forces sismiques selon la hauteur suivant X*……**128**

Tableau 4-13 : *Forces sismiques selon la hauteur suivant Y*……**129**

Tableau 4-14 : *calcul du moment de renversement*……**...130**

Tableau 4-15 : *calcul du moment stabilisant*……**..131**

Tableau 4-16 : *Vérification de stabilisation*……**.....131**

Tableau 4-17 : *Vérification des déplacements inter-étages sens X*……**...133**

Tableau 4-18 : *Vérification des déplacements inter-étages sens Y*……**134**

Tableau 4-19: *Vérification l'effet P-Δ sens X*……**135**

Tableau 4-20 : *Vérification l'effet P-Δ sens Y*……**136**

Tableau 5-1 : *Les données de calcul* ……**137**

Tableau 5-2 : *Ferraillage longitudinal des poutres principales*……**139**

Tableau 5-3 : *Ferraillage longitudinal des poutres secondaires*……**139**

Tableau 5-4 : *Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales*…**140**

Tableau 5-5 : *Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires*...**140**

Tableau 5-6 : *vérification des poutres principales selon la condition CBA* ……**141**

Tableau 5-7 : *vérification des poutres principales selon les conditions RPA*……**142**

Tableau 5-8 : *vérification des poutres secondaires selon la condition CBA*……**142**

Tableau 5-9 : *vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA*……**142**

Tableau 5-10 : *Calcul de* $\bar{\tau}u$……**143**

Tableau 5-11 : *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales*……**143**

Tableau 5-12 : *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires*……**144**

Tableau 5-13 : *Calcul des armatures transversales et leur espacement*……**145**

Tableau 5-14 : *Vérification de la flèche des poutres*……**146**

Tableau 5-15 : *les sections d'acier adoptées pour les divers types de poteaux……..***151**

Tableau 5-16: *vérification des armatures dans les poteaux à l'E.L.S ……..…***152**

Tableau 5-17 : *Vérification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant……..…***154**

Tableau 5-18 : *les armatures transversales et leurs espacements.....***156**

Tableau 5-19 : *Vérification de la quantité d'armatures.....***157**

Tableau 5-20 : *Les données de calcul.....***164**

Tableau 5-21 : *Les armatures verticales des voiles.....***165**

Tableau 5-22 : *Vérification de l'effort tranchant à la base des voiles avec E_p=15(cm) ***166**

Tableau 5-23 : *donne les armatures horizontales des voiles pleins avec H=3.06 m. ***168**

Tableau 6-1 : *Sections des semelles isolées……..…***172**

Tableau 6-2 : *Contraintes sous le radier à l'ELU……..…***180**

Tableau 6-3: *Contraintes sous le radier à l'ELS……..…***180**

Tableau 6-4 : *Calcul des moments à l'ELU……..…***183_184**

Tableau 6-5 : *Calcul des moments à l'ELS……..…***185_186**

Tableau 6-6 : *Ferraillage des panneaux du radier……..…***186**

Tableau 6-7 : *Vérification des contraintes……..…***187**

Tableau 6-8 : *Ferraillage des nervures ……..…***188**

Tableau 6-9 : *Vérification des contraintes……..…***189**

Tableau 6-10 : *Calcul des armatures transversales……..…***190**

Tableau 6-11 : *Vérification des contraintes de L'E.L.S……..…***194**

MAJUSCULES ROMAINES :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Ami n: : Section d'acier maximale et minimale

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

MINUSCULES ROMAINES :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

MAJUSCULES GRECQUES :

Δ : Variation.

∑ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

MINUSCULES GRECQUES :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ:: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

β: Angle.

AUTRES NOTATIONS :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Références bibliographiques :

Documents réglementaires :

[1]: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93

[2] : Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003

[3]: Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

[4] : Formulaire du béton armé : volume 1 ; élément de calcul,

*Par **Victore Davidovici** document technique réglementaire **DTR-BC 2-41**.*

Logiciels :

- *Autodesk Robot structural Analysais Professional 2010*
- *Application SOCOTEC*
- *Expert 2010*
- Excel 2010

Résumé, ABSTRACT , ملخص

ملخص:

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة ذات ثمانية طوابق يعتزم إقامتها في الجزائر العاصمة المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي. مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة وعارضات + جدران مسلحة). وقد تم التصميم وفقا للقوانين والمعايير البناء المطبقة في الجزائر(RPA99version2003, CBA93).الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج (robobat 23.0) وفي الأخير تمت دراسة البنية التحتية وذلك باختيار قاعدة شاملة

كلمات المفاتيح: خرسانة مسلحة, تدعيم مختلط, أعمدة, عارضات, جدران, قاعدة شاملة

Résumé :

Le but de ce travail est l'étude d'un bâtiment béton armé (R+8) qui sera implantée à Alger, classée comme une zone à forte sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques+voiles). La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version2003, CBA93,). L'étude dynamique a été faite sur le logiciel ROBOBAT 23.0. Finalement, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par l'adoption d'un radier nervuré

Mots clés : *Béton armé, contreventement mixte, étude dynamique, poteaux, poutres, voiles, radier nervuré*

Abstract:

This work aims the analysis of a reinforced concrete structure with (R+8) floors, which will be implanted in Alger classed as a high seismic zone. The resistance of the building is ensured by a mixed brace system (frame+shells). The conception has been done according to construction laws applied in Algeria (RPA99version2003, CBA93,). The dynamic analysis has been done by the use of ROBOBAT 23.0. Finlay, The substructure has been analysed by calculating the ribbed strike.

Key words: *Reinforced concrete, mixed brace system, dynamic analysis, columns, beams, shells, ribbed strike.*

INTRODUCTION GENERALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, ...etc.

L'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par la structure. Donc il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

*La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**", l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.*

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul robot professionnel 2010 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans les éléments, sont utilisés pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version 2003.

I. Introduction :

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'études, consiste à étudier et calculer les différents éléments résistants d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation en contreventement mixte avec justification d'interaction voile – portique, il est implanté à «DAR EL BEIDA», wilaya d'ALGER classée selon le (R.P.A.99/Version 2003) comme étant une zone de sismicité élevée (zone III). Il est classé dans le groupe d'usage (2). Et comprenant deux types de logements : F3 et F2.

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir:

Le règlement de Béton Armé "CBA93"

Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation"

Le règlement parasismique algérien "RPA99 version 2003"

- ***Description de l'ouvrage :***

L'ouvrage étudié est constitué d'un bloc d'une forme irrégulière comportant «8» niveaux sur un rez-de-chaussée.

I.2 Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

I.2a. Dimensions :

Tableau 1-1 : dimensions du Bloc.

Les dimensions en élévation :	La dimension en plan :
Hauteur totale de bâtiment (sans acrotère) : H_t=27,54m Hauteur de l'acrotère : H_a=0,60m Hauteur de RDC : h= 3,06 m Hauteur d'étage courant : h= 3,06 m	Langueur totale : L=21,20 m Largeur totale : l=13 ,50 m

I.2.b. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien (RPA99version2003) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux.

** Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.*

** Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.*

I.2.c. Planchers :

Nous avons adopté (2) deux types de planchers ***(Le plancher à corps creux ; Le plancher à dalle pleine)****, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.*

I.2.d. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- ***Murs extérieurs*** ***(double cloison)*** *:*

Double cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur

- ***Murs intérieurs*** ***(simple cloison)*** *:*

I.2.e. L'acrotère :

La structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur. L'acrotère est un élément secondaire de la structure, son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de jonction entre l'acrotère et la forme en pente Au niveau de la terrasse

I.2.f. Escalier :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée des escaliers droits à deux volées.

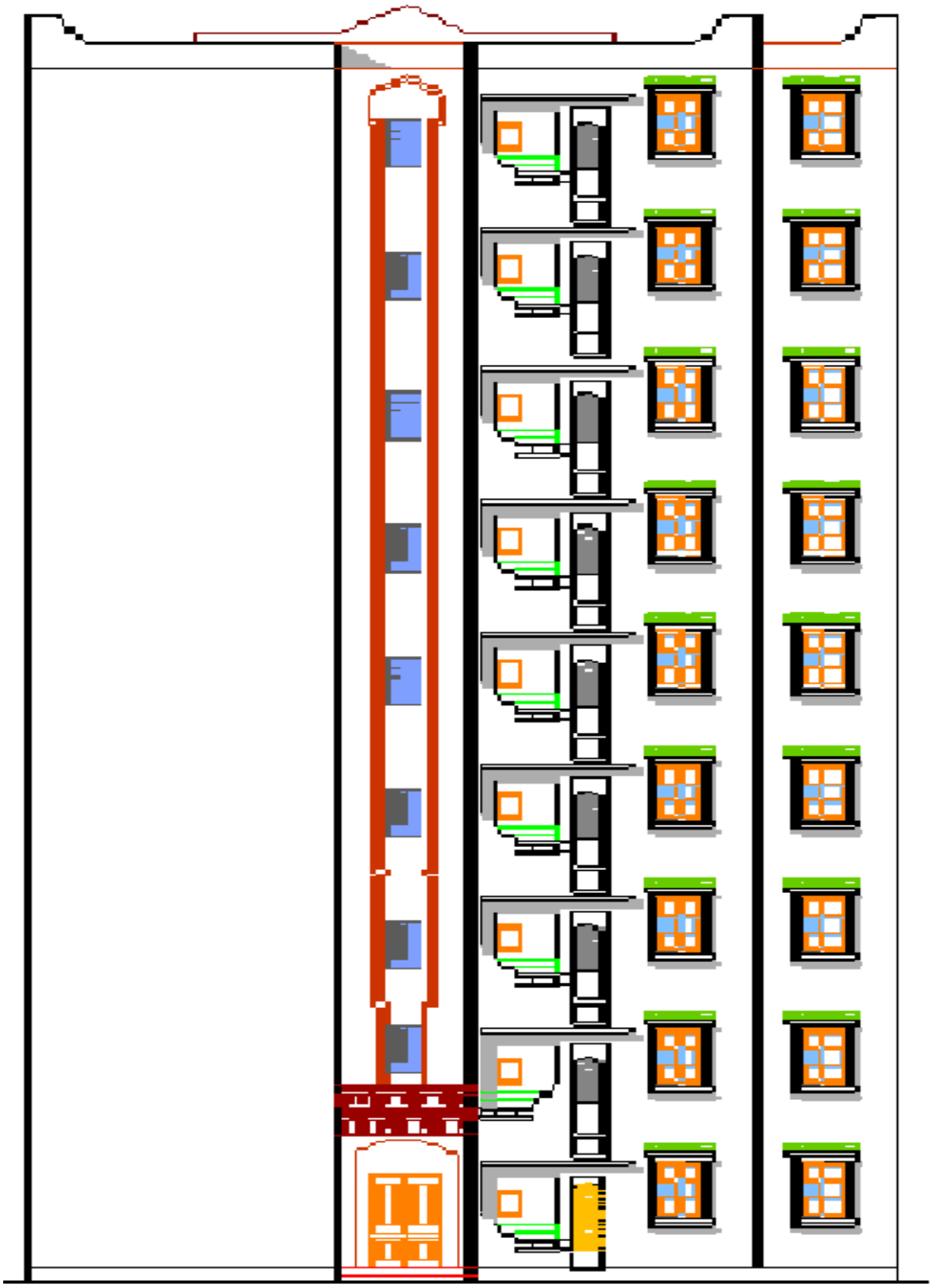


Figure 1.1: Facade Principale

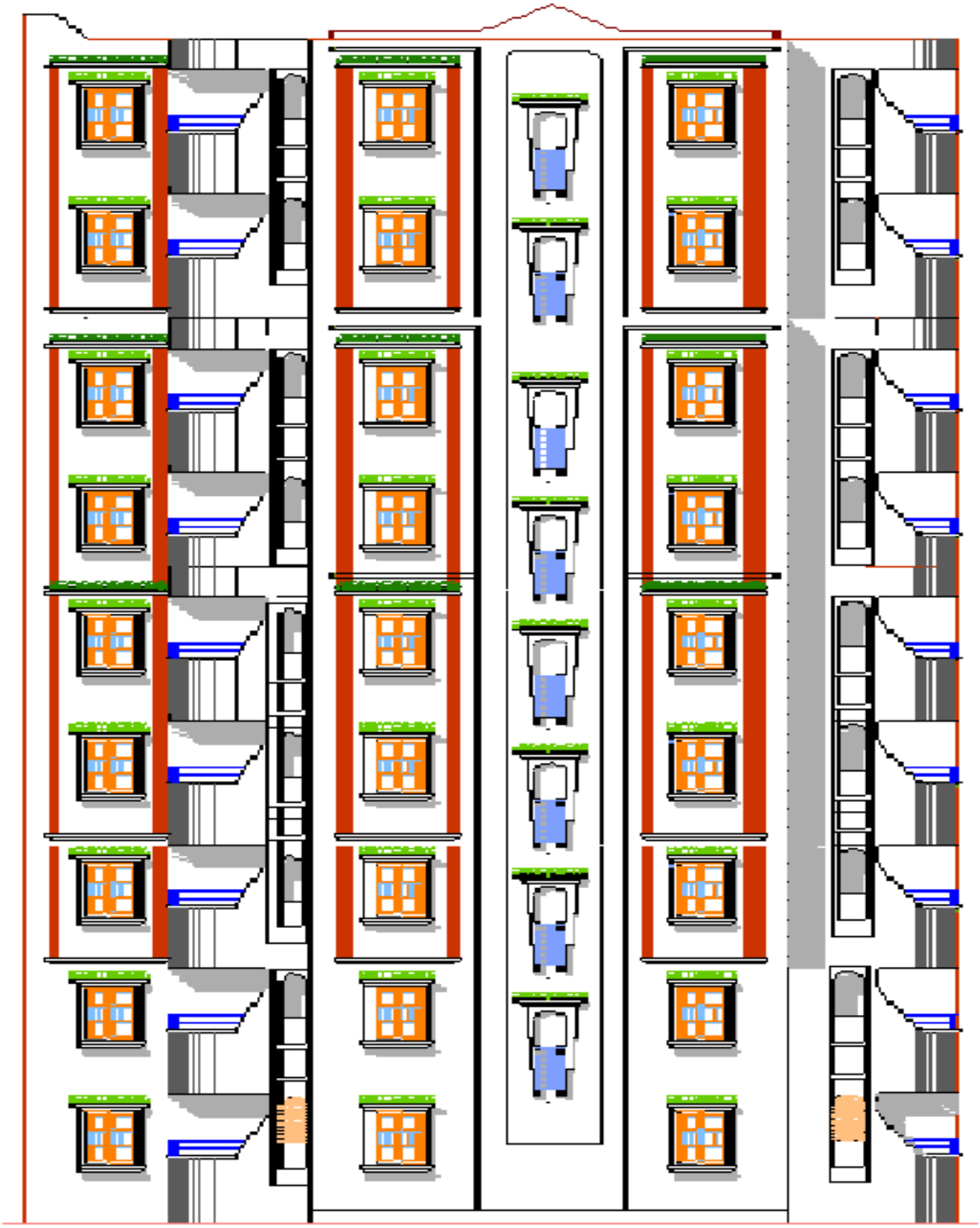


Figure 1.2:Facade Postérieure.

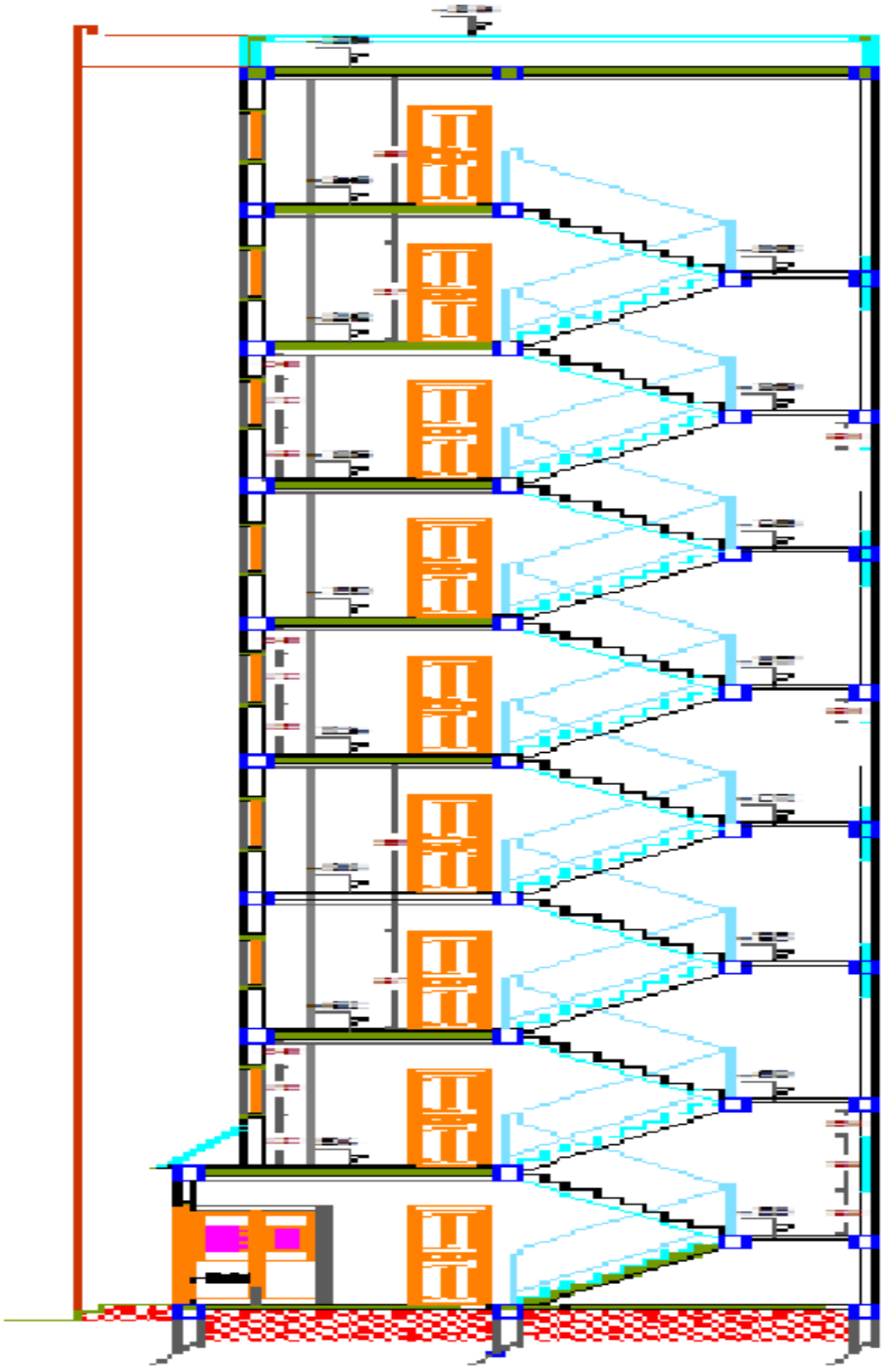


Figure 1.3: Coupe (A-A).

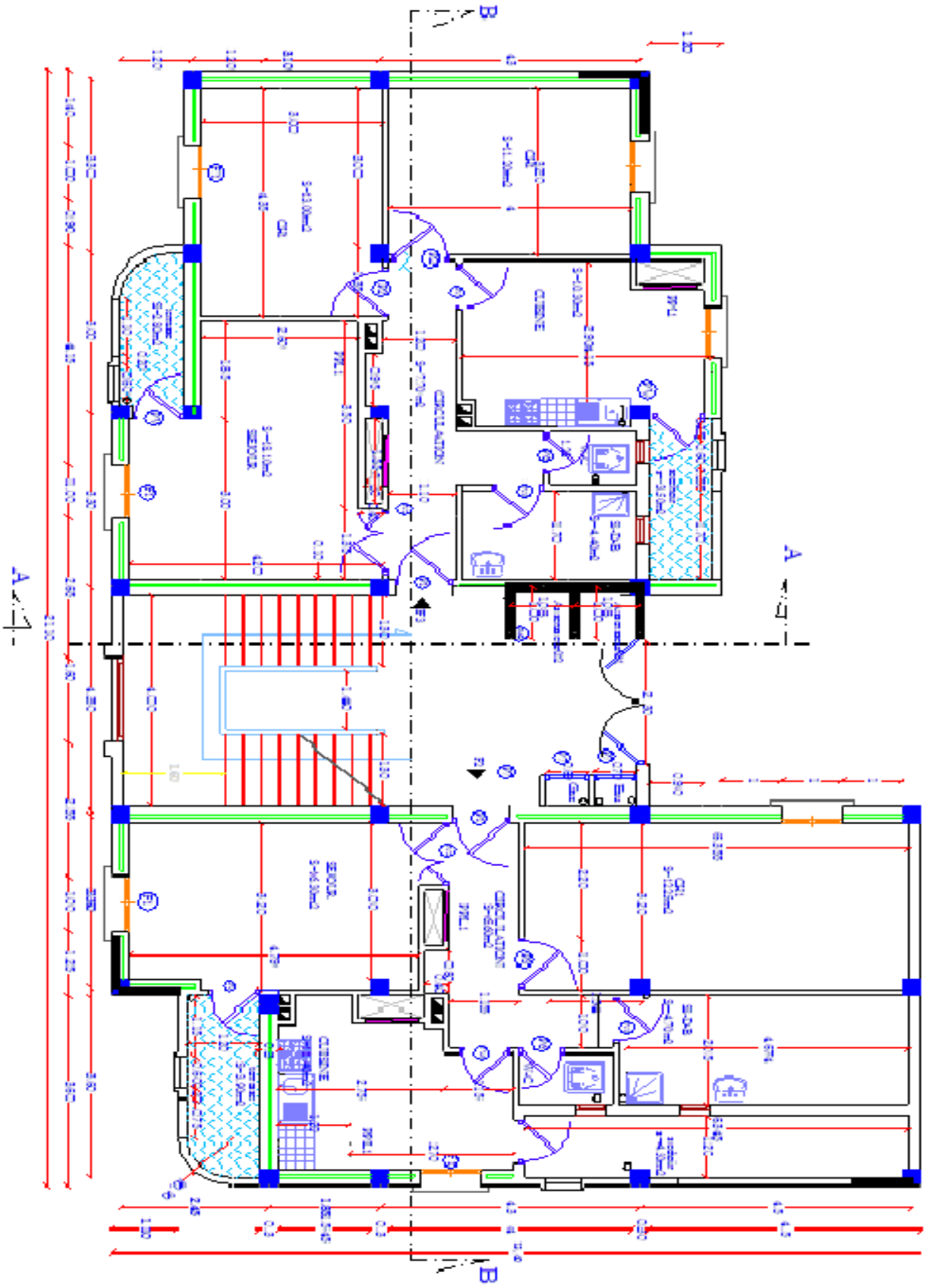


Figure 1.4: Plan Du RDC.

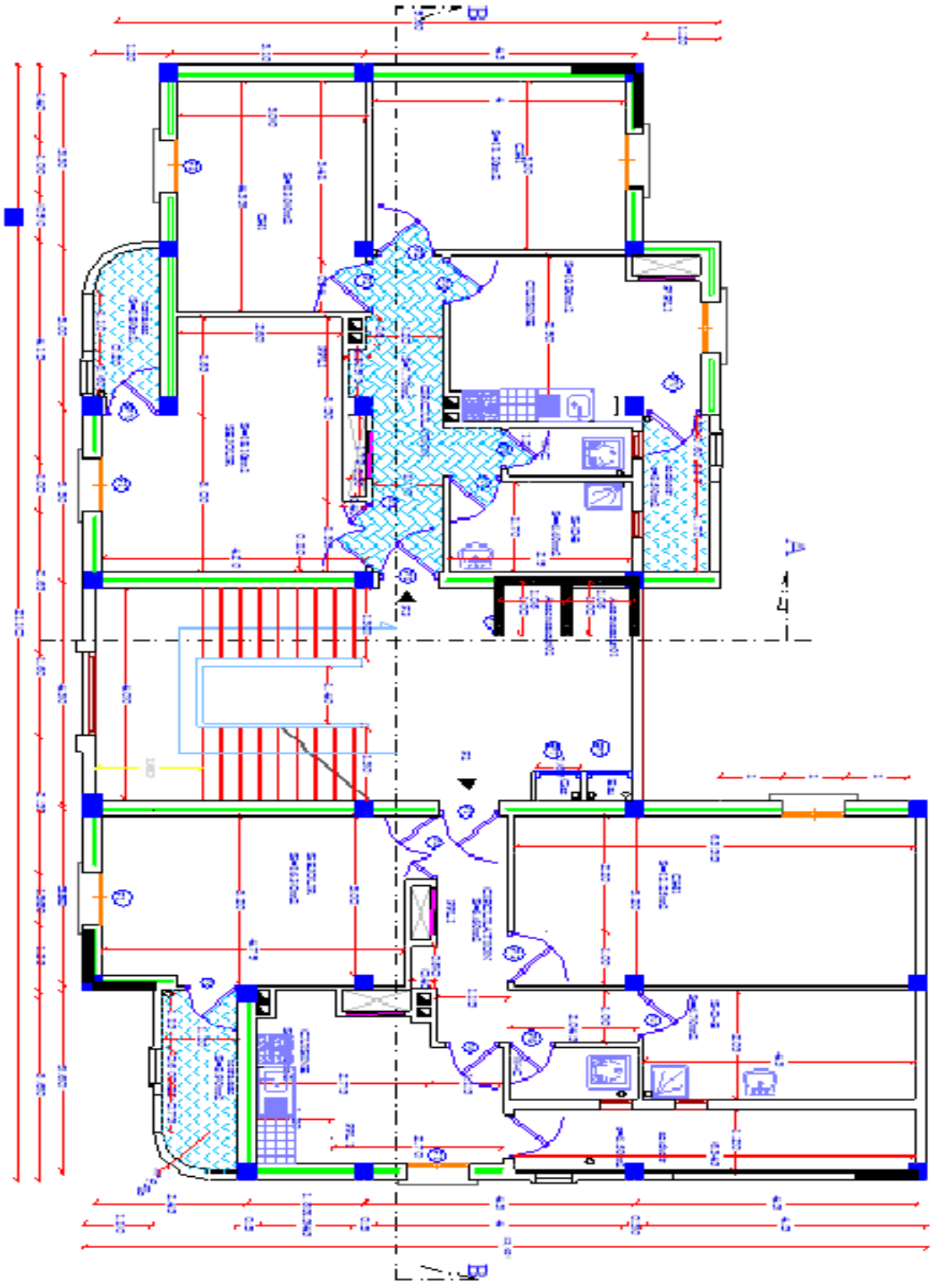


Figure 1.5: Plan d'étage courant.

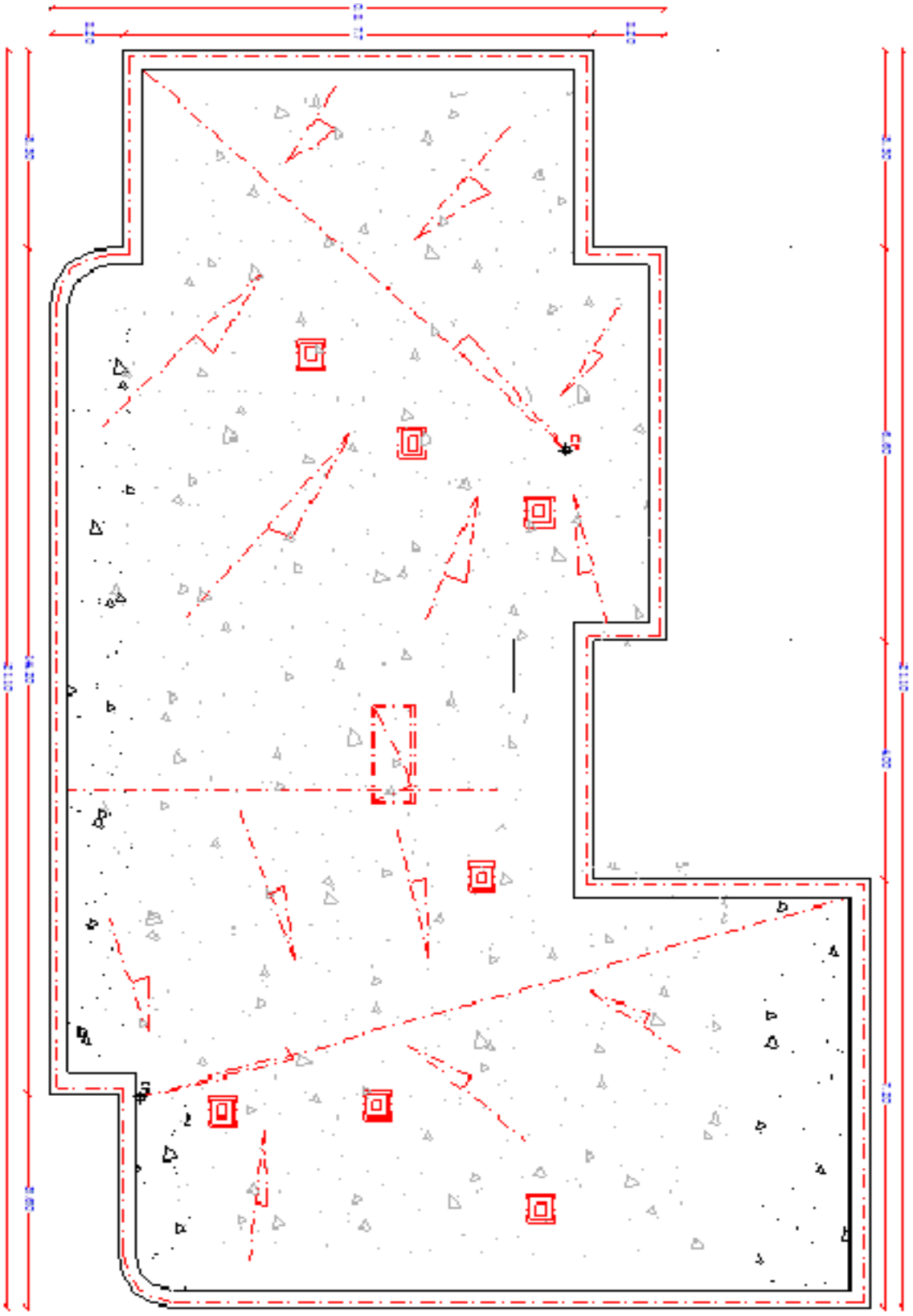


Figure 1.6: Plan de terrasse.

I.2.g- Revêtement :

- *Carrelage pour les planchers et les escaliers.*
- *Mortier de ciment pour les murs extérieurs.*
- *Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs*

I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.3.1. Béton :

le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau.

I.3.1.a. caractéristique du Béton :

- ✓ *Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.*
- ✓ *Bonne résistance aux actions climatiques.*
- ✓ *Bonne résistance à la compression.*
- ✓ *Faible résistance à la traction.*

I.3.1.b. ciment :

le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :
Résistance mécanique.
Imperméabilité à l'eau.
*Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (**CEMII/A 42.5**)*

I.3.1.c. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats :

- *Sable de dimension inférieure à **5 mm***
- *Gravier de dimension inférieur à **25mm (3/8,** 8/15 et **15/25**)*

I.3.1.d. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.3.1.e. Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton. Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour ***1 m³*** *de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension < 5 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 5 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.*

I.3.2. Béton armé : *le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction".*

Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.3.2.a. Résistance du béton : *C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.*

I.3.2.b. Résistance caractéristique à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour } f_{c28} \le 40 \text{ Mpa}$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

[3]

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\,f_{c28}$ *à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.*

Tableau 1-2: Résistance f_{c28} du béton à 7 ; 14 et 90 jours.

f_{c28} (MPa)	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10.6	13.2	14.6	16.5	19.9	23.2	26.5
14 jours	13.7	17.9	18.8	21.4	25.6	29.9	34.2
90 jours	17.6	22	24.2	27.5	33	38.5	44

I.3.2.c. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} *" est déterminée par trois essais :*

En traction directe ;

En traction par fendage ;

En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} *est déduite de celle à la compression par le biais de la relation:*

$f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06\,f_{cJ}$ *Avec :* f_{cJ} *et* f_{tJ} *en* MPa

I.3.2.d. Coefficient de POISSON (υ) :

$$\frac{\text{Déformation dans le sens transversal}}{\text{Déformation longitudinal}} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Flambement transversal "Δ_a*" raccourcissement longitudinal "*Δ_l*"),*

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\upsilon = 0{,}2$ *pour le calcul des déformations (ELS);*

$\upsilon = 0$ *pour le calcul des sollicitations (ELU).* [1]

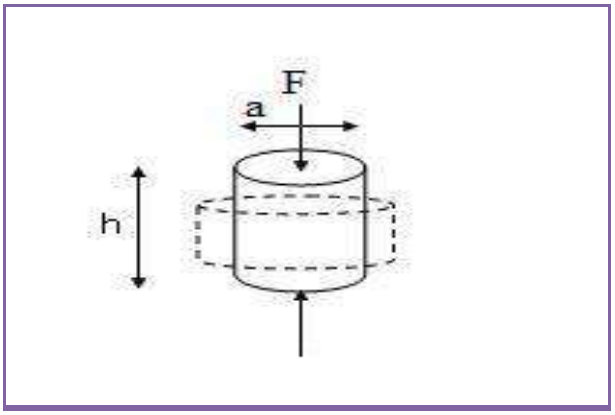


Figure 1.7: Eprouvette (16×32).

I.3.2.e. Module de déformation longitudinale:

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

$$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \qquad [1]$$

Où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en MPa .

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égal à :

$$E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3}$$

Soit : $E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3}\,MPa$ *[1]*

I.3.3. Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.3.3.a. Types d'acier : *Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :*

Tableau 1-3 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

I.3.3.b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé : $[E_s = 2.10^5 MPa]$. *Art.2.2.1 [1]*

N.B : *Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ;*

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4. Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- *Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:*
  - *Equilibre statique*
  - *L'ouverture des fissures*
  - *La stabilité de forme*
- *Etat limite de service (E.L.S) basé sur:*
  - *La compression du béton*
  - *L'ouverture des fissures*
  - *La déformation.*

I.4.1. E.L.U de résistance :

I.4.1.1. Contrainte du béton en compression :

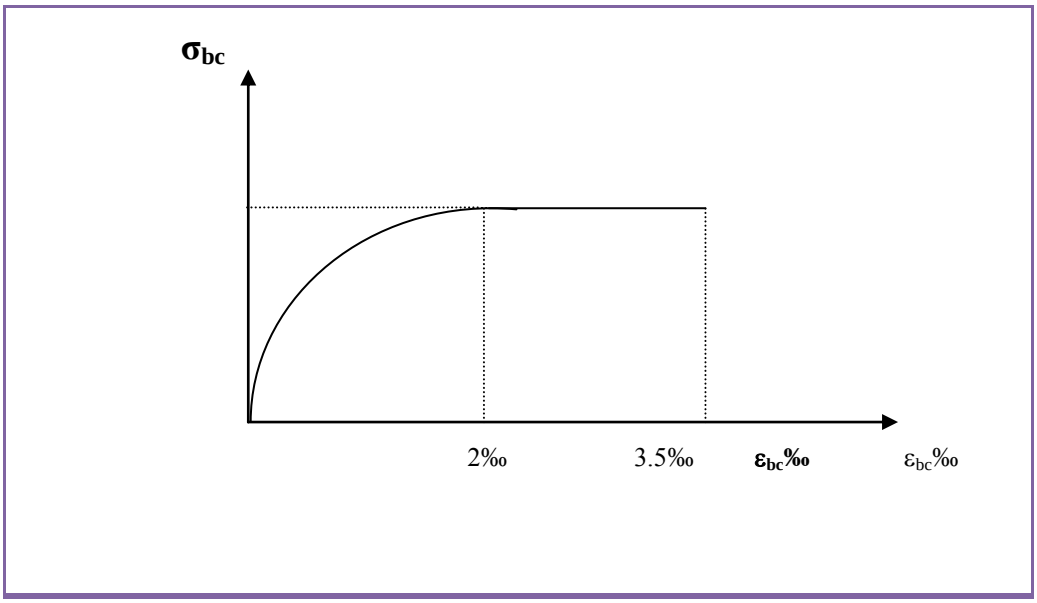


Figure 1.8: Diagramme contrainte déformation du béton [1].

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85\, f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b} \qquad [1]$$

Avec :

γ_b *: Coefficient de sécurité, tel que :*

$\gamma_b = 1{,}5$ *Pour une combinaison fondamentale ;*

$\gamma_b = 1{,}15$ *Pour une combinaison accidentelle.*

$\theta = 1$ *Lorsque la durée probable d'application des charges est Supérieure à 24 heures ;*

$\theta = 0.9$ *Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;*

$\theta = 0.85$ *Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;*

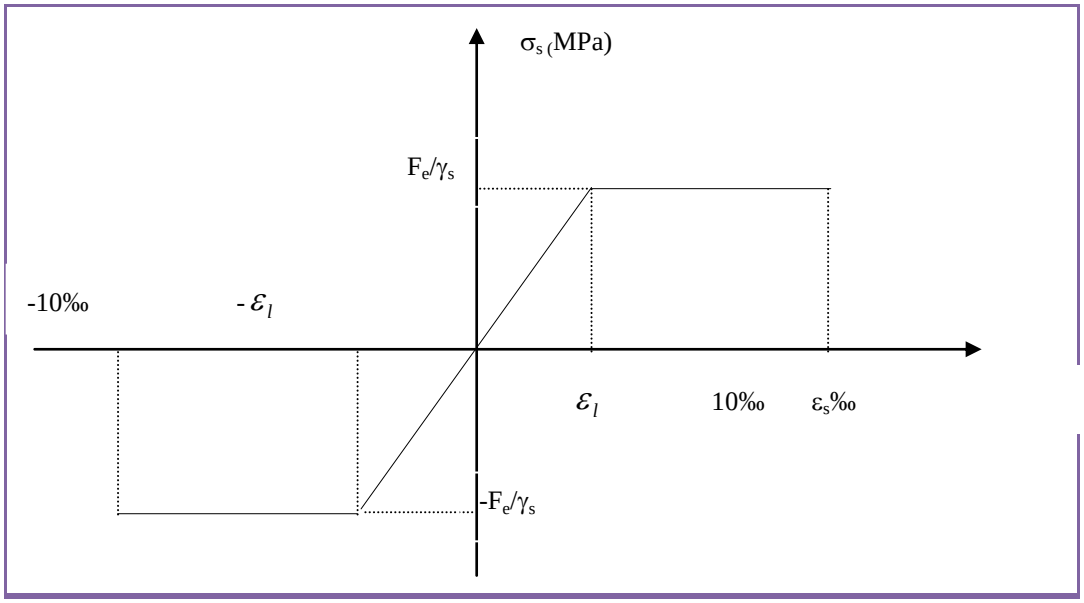
I.4.1.2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- *Fissuration peu nuisible :* $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ \text{MPa}\right)$ *[1]*
- *Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :* $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ \text{MPa}\right)$ *[1]*

I.4.1.3. Contrainte limite de l'acier

A L'E.L.U, la contrainte limite de l'acier est:



Fiaure1.9 : Diaaramme contrainte-déformation de l'acier [1].

$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$ *Avec :*

$\overline{\sigma_s}$ *: Contrainte de l'acier ;*

F_e *: Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;*

γ_s *: Coefficient de sécurité* $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s *: Allongement ou raccourcissement de l'acier*

ε_l *: Allongement ou raccourcissement limite*

$\varepsilon_s = sFe/\gamma_s . E_s$

D'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

I.4.2. A l'E.L.S :

I.4.2.1. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$ *[1] A l'état ultime de service,* σ_b *doit être inférieure à* $\overline{\sigma_b}$ *.*

I.4.2.2. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

I.4.3. Contrainte limite de l'acier :

- *Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer* [1]
- *Fissuration préjudiciable :* $\overline{\sigma_s} = Min\left[2\, f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ *[MPa]* [1]
- *Fissuration très préjudiciable :* $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ *[MPa]* [1]

Avec :

η *: Coefficient de fissuration tel que :*

$\eta = \begin{cases} 1 & \text{Pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1{,}6 & \text{pour les armatures à haute adhérence} \end{cases}$

I.5. Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$

$f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

$E_{i28} = 32164.2\text{MPa}$

$E_{v28} = 10819\text{MPa}$

$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2\text{MPa} & : \text{situation durable} \\ 18.48\text{MPa} & : \text{situation accidentel le} \end{cases}$

$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33MPa & \text{Fissuration peu nuisible} \\ 2.5MPa & \text{Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable.} \end{cases}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$

$\text{FeE400}, fe = 400\text{MPa}$ *: Pour les armatures longitudinales*

$\text{FeE235}, fe = 235\text{MPa}$ *: Pour les armatures transversales*

$\overline{\sigma_s} = 202\text{MPa}$ *: Fissuration préjudiciable pour les H.A.*

II.1. Introduction :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- *les planchers.*
- *les poteaux.*
- *les poutres.*
- *Les voiles*

II .2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- ✓ *La séparation des différents niveaux.*
- ✓ *Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.*
- ✓ *assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.*
- ✓ *La sécurité contre l'incendie.*

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- *Plancher corps creux.*
- *Plancher dalle pleine.*

II .2.1. Plancher à corps creux :

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armée et des éléments de coffrage ; corps creux. Après la mise en place d'un ferraillage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis).

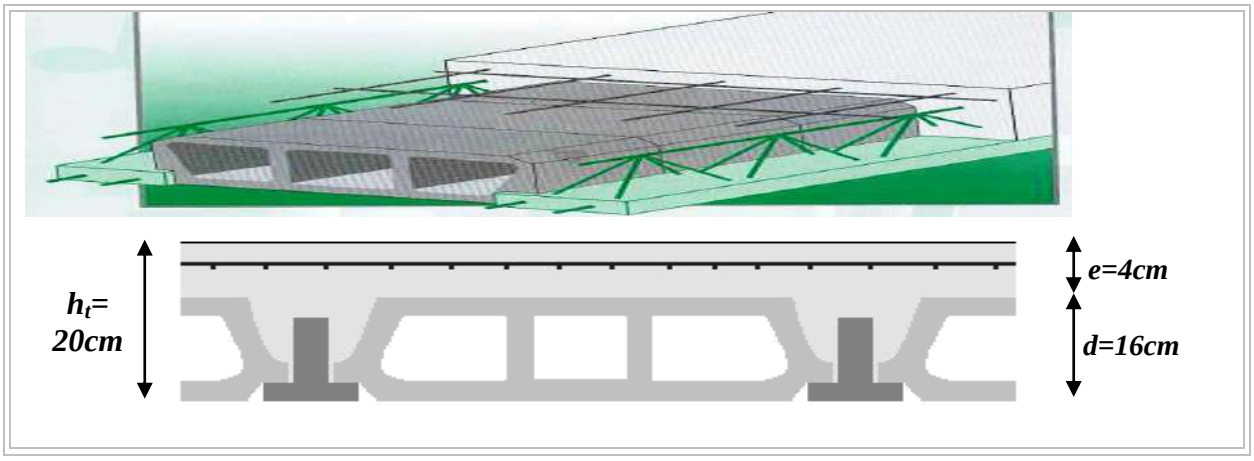


Figure 2-1: dimensionnement de plancher à corps creux.

On a opté pour des planchers a corps creux et ceci pour les raisons suivantes :
- Plus économique.
- Il ne demande pas de coffrage (mise en place rapide).

a- Résistance au feu:

- *e = 7cm pour une heure de coup feu*
- *e = 11cm pour deux heures de coup feu*
- *e = 17,5cm pour quatre heures de coup feu*

On prend : $e_1 = 17{,}5cm$.

b- isolation phonique (acoustique):

Selon les règles BAEL 91(CBA 93) l'épaisseur du plancher doit être $e \geq 13$ *pour obtenir une bonne isolation acoustique.*

On prend : $e_2 = 16\,cm$

c- condition de flèche :

Pour les planchers à corps creux l'épaisseur est condition de flèche par:

$$\frac{L}{25} \leq e_3 \leq \frac{L}{20} \quad \Rightarrow \quad e_3 \geq \frac{L}{22.5}$$ *: Pour assurer la vérification de la flèche*

e_3 *: L'épaisseur de plancher*

$$L_{max} = \min\left(L_x^{max}, L_y^{max}\right) = \min(4.30, 4.50) = 4.30\ m$$

$$e_3 \geq \frac{430}{22.5} = 19.11\ cm$$

$h_t = \max(e_1, e_2, e_3) = \max(16, 16, 19.11) = 19.11cm$ *; donc* $h_t = 19.11cm$

On prend: $h_t = 20cm$

Donc on utilise un plancher de type (16+4)

Dalle de compression $(h_0 = 4cm)$

d- Détermination de (b1 et b_0) :

D'après les conditions suivantes :

$$0.3 \leq \frac{b_0}{e} \leq 0.4 \Rightarrow 6 \leq b_0 \leq 8$$

On prend $b_0 = 12cm$

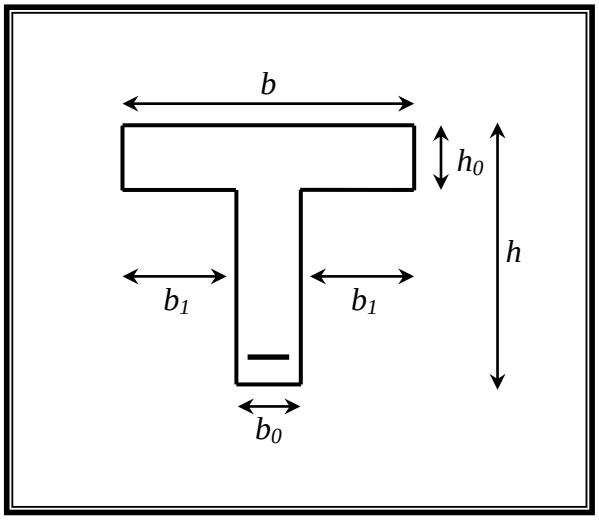


Figure 2-2:Dimention de la poutrelle en béton.

$b_1 \le \frac{L_0}{2}$

Avec :

L_0 *: Largeur de corps creux*

$$l_0 = b - b_0 = 65 - 12 = 53cm$$

b : la distance entre le mortier de deux corps creux

$$b_1 = \frac{l_0}{2} = \frac{53}{2} = 26.5cm$$

$b_1 \le \frac{L}{10}$ *Avec L : les plus grands portés* $L = 4.5m$

$b_1 \le \frac{450}{10}$ *D'où* $b_1 = 26.5 \le 45cm$

Donc Les deux conditions sont vérifiées

II .2.2. Les Planchers en dalles pleines :

Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaire et principale; les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres ; L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

a- Résistance au feu:

e =7 cm Pour une heure de coupe-feu.

e =11 cm Pour deux heures de coupe-feu.

On admet : e =11 cm.

b- isolation phonique (acoustique):

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.
Soit : e = 15 cm.

C- Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :
-Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}.$$

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

Le panneau le plus sollicite aux dimensions (1.20x3.60) m.

Avec :
Lx : La petite portée du panneau le plus sollicité. (Lx = 3,60 m).
On aura donc :

$$10{,}28 \leq e \leq 12 \quad (cm)$$

On limite donc notre épaisseur à : 12 cm.

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes, nous adoptons l'épaisseur suivante : ***e = 15cm***

d-Condition de la flèche :

Si $L \leq 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{500}.$ *[1]*

Si $L > 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.05$

-Conclusion :

Concernant le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :
Pour les planchers à corps creux e = 20 cm. Ce qui nous donne un plancher constitue de hourdis de 16cm et une dalle de compression de 4cm.
Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de 15 cm.

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau 2-1 : charge permanente du mur simple cloison.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
3	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
			G totale	1,30

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau 2-2 : charge permanente du mur double cloisons.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Mortier de ciment	0,02	20	0,40
2	Brique creuse	0,10	/	0,90
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	Brique creuse	0,10	/	0,90
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,25
			G totale	2,40

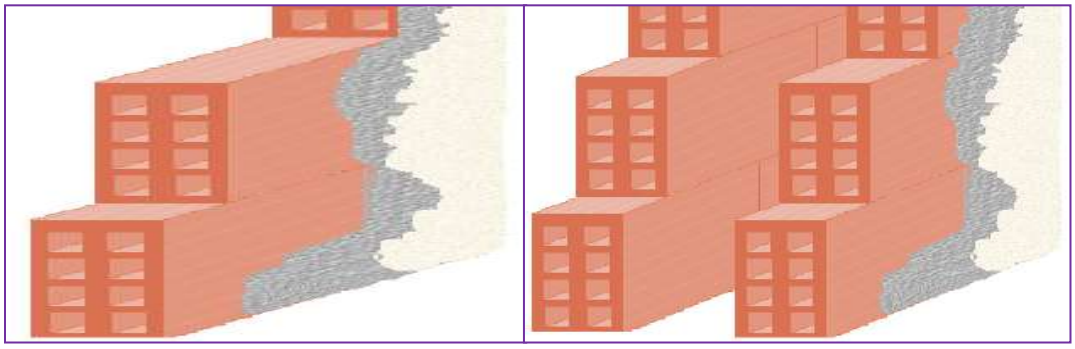


Figure 2-3 : simple et double cloisons.

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau 2-3 : Charge permanente du plancher terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	$\rho(kN/m^3)$	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,045	20	0,9
2	Etanchéité	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	/	/	0.04
4	Forme de pente en béton	0,10	22	2,20
5	Feuille de polyane	/	/	0,01
6	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0.01	/	0.06
8	Plancher en corps creux (16+4)	0,20	/	2,80
9	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
		G totale		6,49

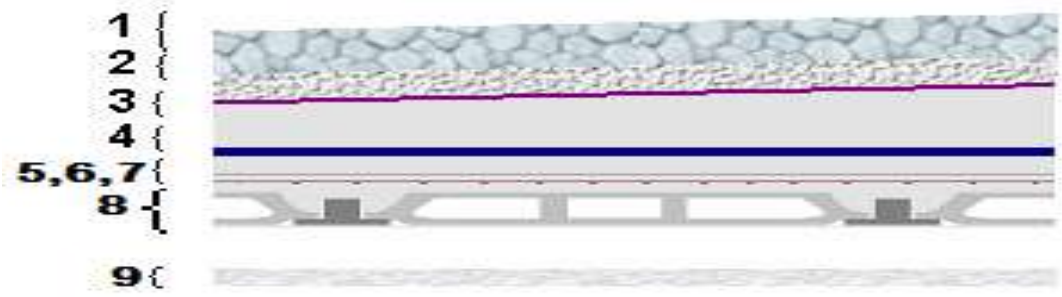


Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse.

II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible $Q = 1\ KN/m^2$.

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher courant.

N	Composants	Épaisseur (m)	$\rho(kN/m^3)$	Poids surfacique $(KN/m^{2)}$
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,22	0,44
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher en corps creux (16+4)	0,2	/	2,80
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
6	cloison en brique creuse+enduit sur les 2 faces	0,10+ (2x0, 02)	/	0,82
		G		5,20

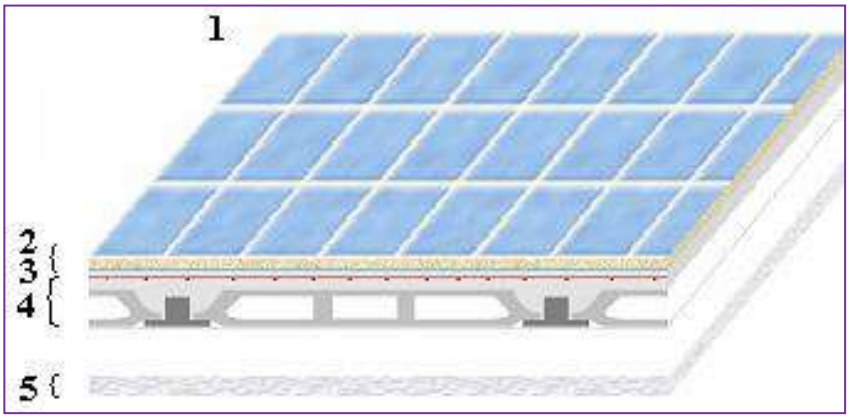


Figure 2-5 : composants d'un plancher courant.

II.3.3.b. charges d'exploitation : [3]

$Q = 1.5\ KN/m^2$ *(usage d'habitation)*

II.3.4. Dalle pleine(Balcons):

II.3.4.a. Charges permanentes :

Tableau 2-5 : Charge permanente de la dalle d'étage.

N°	Composants	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,22X22=0,44
2	Mortier de pose	0,02X20=0,40
3	Lit de sable	002X0,18 =0,36
4	Dalle pleine	0,15X25=3,75
5	Enduit en plâtre	0,02X10=0,20
G		5,15KN/m²

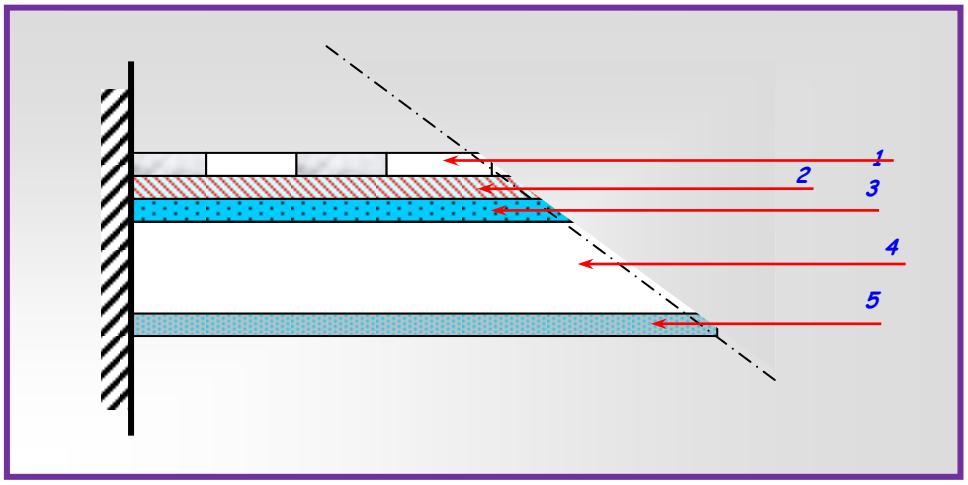


Figure 2-6 : composants de la dalle d'étage.

II.3.4.b. charges d'exploitation : [3]

$Q = 2.5\ KN/m^2$ *(usage d'habitation)*

II.4. Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.
Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

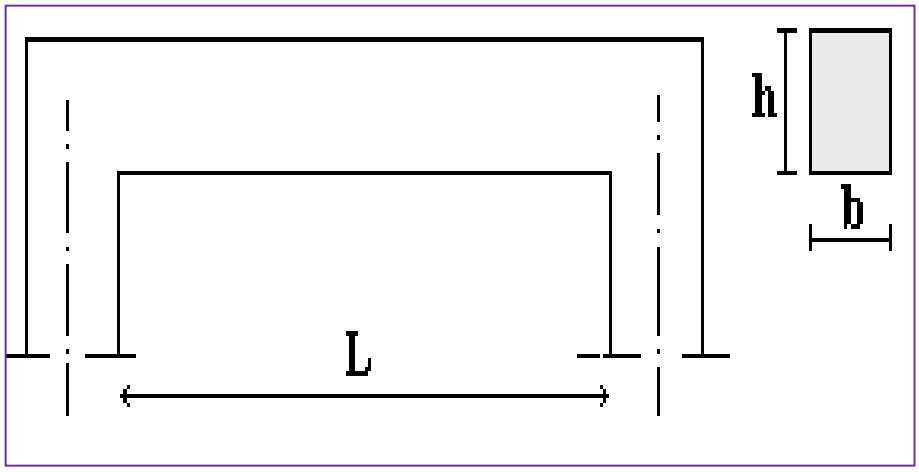


Figure 2-7 : Dimensionnement de la poutre.

- *b: largeur de la base de la poutre.*
- *h: hauteur totale de la poutre.*
- *L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.*

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

- *(Portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10 [1]*
- *0.3h ≤ b ≤ 0.7h*

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont:

- *h ≥ 30cm*
- *b ≥ 20 cm [2]*
- *h/b ≤ 4*
- $b_{max} \leq 1.5+b1$

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur.
Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à X-X pour le bloc.

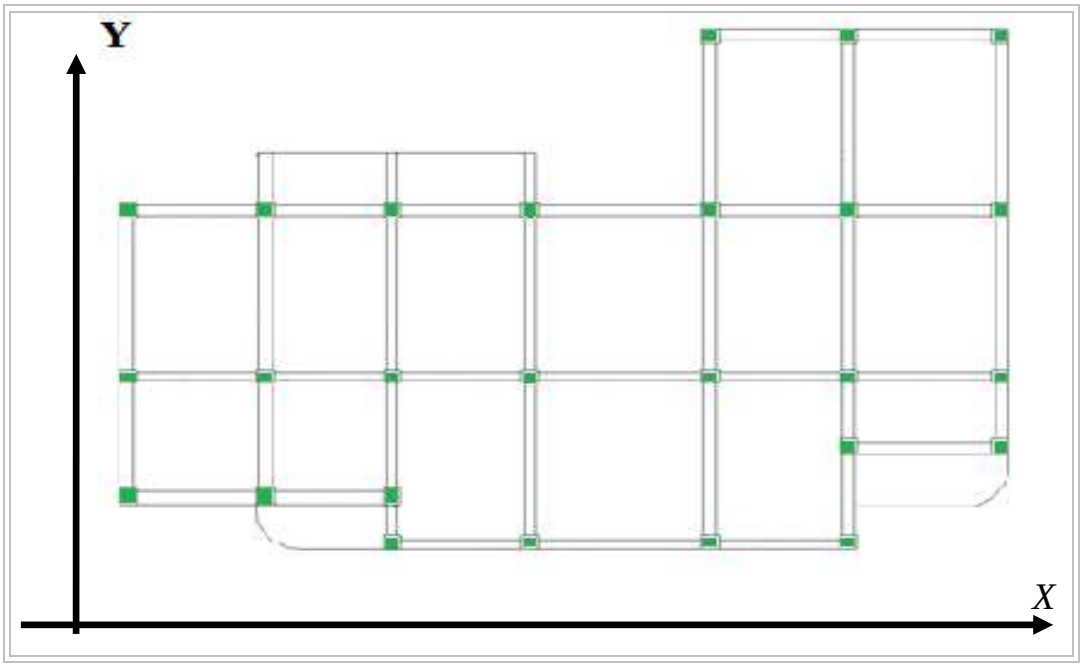


Figure 2-8 : détermination des axes.

Tableau 2-6 : pré dimensionnement des poutres.

	poutres principales	***poutres secondaires***
Conditions de résistance	***Lmax= 4.5 m*** $\Rightarrow \frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10}$ ***30≤40≤45*** $0.3h \le b \le 0.5h \Rightarrow 12 \le b \le 20$	***Lmax= 4.3 m*** $\Rightarrow \frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10}$ ***28.66≤30≤43*** $0.3h \le b \le 0.5h \Rightarrow$ ***9≤b≤15***
Vérification selon le RPA 99	***h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.33 ≤ 4***	***h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1≤ 4***
Condition de rigidité (h/L) ≥ (1/16)	***(h/L=0.0888) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)***	***(h/L=0.093) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)***
Conclusion	***h = 40 cm ; b = 30 cm***	***h = 30 cm ; b = 30 cm***

❖ Vérification de la flèche « BAEL 91 modifié 99 » [1] :

On doit vérifier que : Avec :

$$f_{max} \le \overline{f} \quad \begin{cases} \overline{f} = 0{,}5 + \dfrac{L_{(cm)}}{1000} & \text{Si} \quad L > 5\,\text{cm} \\ \overline{f} = \dfrac{L_{(cm)}}{500} & \text{Si} \quad L < 5\,\text{cm} \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément repartie la flèche maximale est donnée par :

$$f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} \qquad \textit{(Flèche maximale de la poutre)}$$

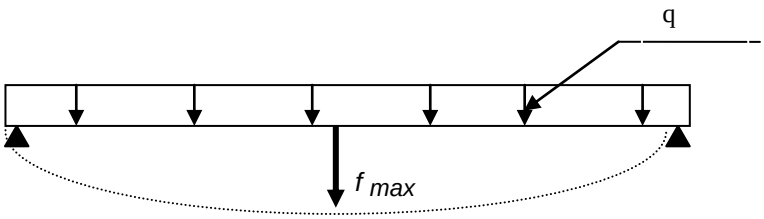


Figure 2-9 : Flèche maximale de la poutre.

Avec :

L : la portée de la poutre

q : la charge uniformément repartie déterminée à l'E.L.S (q= G+Q).

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

Ib : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion $I_b = bh^3/12$

Evj : Module d'élasticité différé du béton armé (Evj=10721,40MPa)

Sens porteurs (L=4,5m) :

$I_{b=}bh^3/12=160000\ cm^4$
$Evj=10721,40\ MPa$

$$L = 4.50\,m < 5\,m \Rightarrow \overline{f} = \frac{L}{500} = 0,9cm$$

Plancher terrasse :

Poids propre de la poutre : Gp = 0.30 x 0.40 x 25 = 3.000 KN/ml.
Poids propre du plancher : Gplancher = 6.49 x (1.265 + 1.65) = 18.918 KN/ml.
Qplancher = 1 x (1.265 + 1.65) = 2.915 KN/ml.
Poids total : q = Gp + Gplancher + Qplancher = 24.83 KN/ml.

Plancher courant :

Poids propre de la poutre : Gp = 0.30 x 0.40 x 25 = 3.000 KN/ml.
Poids propre du plancher : Gplancher = 5.2 x (1.265 + 1.65) = 15.158 KN/ml.
Qplancher = 1.5 x (1.265 + 1.65) = 4.372 KN/ml.
Poids total : q = Gp + Gplancher + Qplancher = 22.530KN/ml.
f *max= 0,762cm < 0,894cm.....vérifiée*

II.5.Pré-dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q)

II.5.1-Etapes de pré-dimensionnement :

- *Choisir le poteau le plus sollicité.*
- *Calcul de la surface reprise par le poteau.*
- *Détermination des charges permanentes et d'exploitation.*
- *Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.*

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Vérifier : $$\mathbf{N_{ultime}} \le \left(\frac{\mathbf{B_r}\, f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \mathbf{A}\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

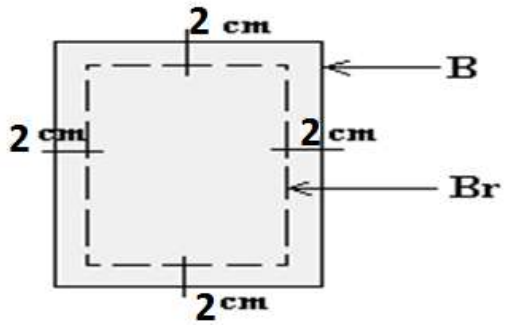


Figure 2.10 : Section réduite du poteau.

A *: la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul* $\mathbf{A} = \frac{\mathbf{B}}{\mathbf{1000}}$

B_r : *la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.*

α *: Coefficient fonction de l'élancement mécanique* ***λ*** *qui prend les valeurs suivantes :*

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0.6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases} \qquad [1]$$

Avec $\lambda = \dfrac{L_f}{i}$ ***:*** *C'est l'élancement mécanique*

L_f=0.7 L_0 ***:*** *C'est la longueur de flambement.*

i$= \sqrt{\dfrac{I_{min}}{S}}$ *: C'est le rayon de giration; où:*

$i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \dfrac{b.h^3}{12}$ *(Poteau rectangulaire).*

II.5.2-Détermination des charges et surcharges :

II.5.2.a.Calcul de la surface requise par le poteau le plus sollicité :

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est : 5-B.

Qui a une forme carré.

➢ **Surface total :** $S_T=(1,5+1,65)X(2,25+2,15)=(4,4X3,45)=15,18\ m^2$

$ST=15,18\ m^2$

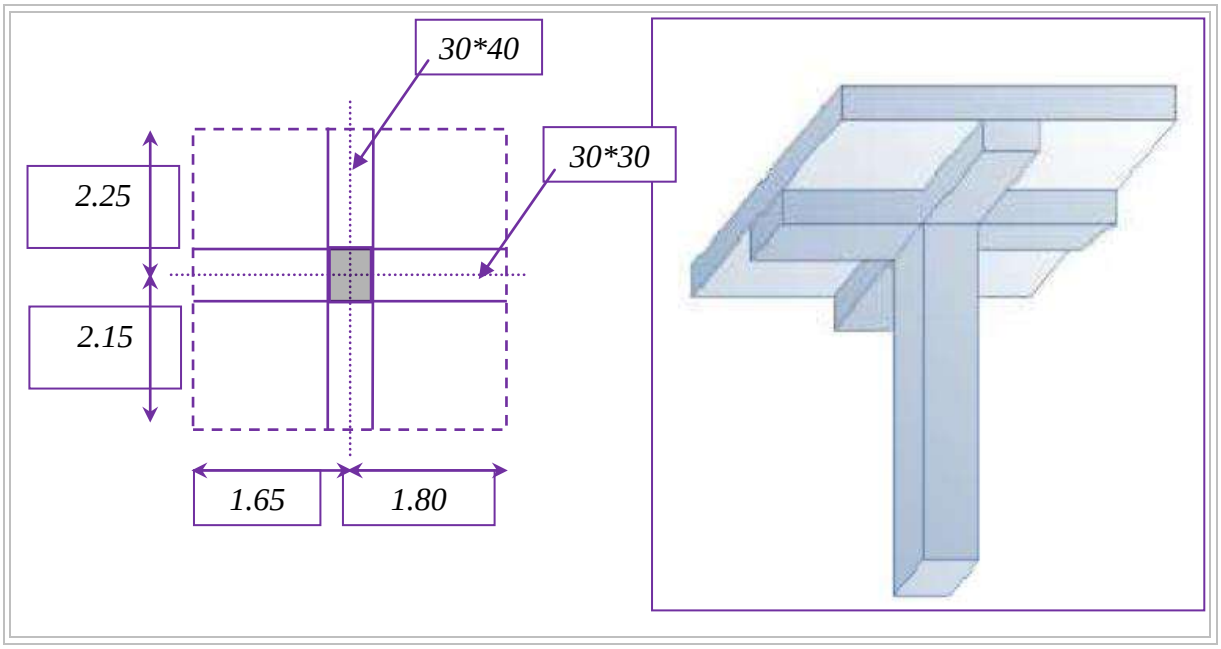


Figure 2-11: représentation du poteau le plus sollicité.

➢ **Surface de plancher revenant au poteau :**

$8^{eme}.7^{eme}.6^{eme}$ ETAGES:

$S_P=S_T_ [(1,5+1,65)X03+(2,1+2)X0,3+(035X035)]=15,18_2,2975=12,8825\ m^2$

$5^{eme}.4^{eme}.3^{eme}$ ETAGES:

$SP=S_T_ [(1,5+1,65)X03+(2,1+2)X0,3+(0,40X0,40)]=15,18_2,335=12,845\ m^2$

$2^{eme}.1^{ere}$ ETAGES et RDC:

$S_P=S_T_ [(1,5+1,65)X03+(2,1+2)X0,3+(0,45X0,45)]=15,18_2,3775=12,8025\ m^2$

❖ *On prend la section du poteau (35 ,35) cm ,pour (8^{eme}, 7^{eme},6^{eme})étages et une section de (40 ,40)cm pour (5^{eme},4^{eme} , 3^{eme})cm étages et(45,45)cm pour les étages (2^{eme},1^{ere},RDC)*

II.5.2.b .charges permanentes :

Tableau 2.7 : Charges permanentes de (8,7 ,6)^{eme} étage.

	Détermination des charges	$Q_{cumulé}$	G	$G_{cumulé}$
ETAGE N°8	**plancher terrasse :** Gp =6,49*12,8825=83,607 **poutre principale :** Gpp25*4,05*0.3*0.4=12,15 **poutre secondaire :** Gps 25*3.10*0.3*0.3=6,975 **surcharge :** Q=1*4.4*3.45=15.18 **poteau :** Gpo=0.35*0.35*25*3.06=9,371	15,18	112.103	112.103
ETAGE N° 7	**plancher étage :** Gp=5,2*12,8825=66 ,989 **poutre principale :** Gpp=25*4,05*0.3*0.4=12,15 **poutre secondaire :** Gps=25*3.10*0.3*0.3=6,975 **surcharge :** Q=1,5*4.4*3.45=22,77 **poteau :** Gpo=0.35*0.35*25*3.06=9,371	37,95	95.485	207.588
ETAGE N° 6	**plancher étage :** Gp=5,2*12,8825=66 ,989 **poutre principale :** Gpp=25*4,05*0.3*0.4=12,15 **poutre secondaire :** Gps=25*3.10*0.3*0.3=6,975 **surcharge :** Q=1,5*4.4*3.45=22,77 **poteau :** Gpo=0.35*0.35*25*3.06=9,371	58,445	95.485	303.073

Tableau 2.8 : Charges permanentes de (5,4 ,3)^{eme} étage.

ETAGE N° 5	**plancher étage :** Gp=5,2*12,845=66,794 **poutre principale :** Gpp=25*4*0.3*0.4=12 **poutre secondaire :** Gps=25*3.05*0.3*0.3=6.862 **surcharge :** Q=1,5*4.4*3.45=22,77 **poteau :** Gpo=0.4*0.4*25*3.06=12.24	76,659	97.896	400.969
ETAGE N° 4	**plancher étage :** Gp=5,2*12,845=66,794 **poutre principale :** Gpp=25*4*0.3*0.4=12 **poutre secondaire :** Gps=25*3.05*0.3*0.3=6.862 **surcharge :** Q=1,5*4.4*3.45=22,77 **poteau :** Gpo=0.4*0.4/*25*3.06=12.24	92,598	97.896	498.865
ETAGE N° 3	**plancher étage :** Gp=5,2*12,845=66,794 **poutre principale :** Gpp=25*4*0.3*0.4=12 **poutre secondaire :** Gps=25*3.05*0.3*0.3=6.862 **surcharge :** Q=1,5*4.4*3.45=22,77 **poteau :** Gpo=0.4*0.4/*25*3.06=12.24	106,26	97.896	596.761

Tableau 2.9 : Charges permanentes de RDC ; (1,2)^{eme} étage.

ETAGE N° 2	**plancher étage :** Gp=5,2*12,8025=66,573 **poutre principale :** Gpp=25* 3,95*0.3*0.4=11,85 **poutre secondaire :** Gps=25*3*0.3*0.3=6,75 **surcharge :** Q=1,5*4.4*3.45=22,77 **poteau :** Gpo=0.45*0.45*25*3.06=15,491	117,645	100.664	697.425
ETAGE N° 1	**plancher étage :** Gp=5,2*12,8025=66,573 **poutre principale :** Gpp=25*3,95*0.3*0.4=11,85 **poutre secondaire :** Gps=25*3*0.3*0.3=6.75 **surcharge :** Q=1,5*4.4*3.45=22,77 **poteau :** Gpo=0.45*0.45*25*3.06=15,491	128,98446	100.664	798.089
RDC	**plancher étage :** Gp=5,2*12,8025=66,573 **poutre principale :** Gpp=25*3,95*0.3*0.4=11,85 **poutre secondaire :** Gps=25*3*0.3*0.3=6.75 **surcharge :** Q=1,5*4.4*3.45=22,77 **poteau :** Gpo=0.45*0.45*25*3.06=15,491	140,32392	100.664	898.753

II.5.2.c .Charges d'exploitation :

- **Loi de dégression :**

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), et dans le cas de notre bâtiment, on a (09) niveaux.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10 % jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Loi de dégression appliquée pour les bâtiments à usage de bureaux :

$Q_0 + \frac{3+i}{2i}.\Sigma(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$ *Donnée par "* ***BAEL 91 modifié 99****"*

Avec : i: Nombre d'étage.

Q_0 *: La charge d'exploitation sur la terrasse.*

$Q_1, Q_2, ……, Q_n$ *: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.*

Tableau 2.10 : Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage.

Niv	Q	$\frac{3+n}{2n}$	∑ surcharge		∑ surcharge (kN/m^2)
T	Q_0	/	$\sum_0=Q_0$	1	15,18
P8	Q_1	1	$\sum_1=Q_0+Q_1$	2,5	15 ,18*2,5 =37,95
P7	Q_2	0.95	$\sum_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85	58,443
P6	Q_3	0.90	$\sum_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05	76,659
P5	Q_4	0.85	$\sum_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1	92,598
P4	Q_5	0.80	$\sum_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00	106,26
P3	Q_6	0.75	$\sum_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75	117,645
P2	Q_7	0.714	$\sum_7=Q_0+0,714(Q_1+……+Q_7)$	8,497	128,98446
P1	Q_8	0.69	$\sum_8=Q_0+0,687(Q_1+……+Q_8)$	9,244	140,32392

II.5.3- Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ N_u^* = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$$

Tableau 2-11 : Détermination de l'effort normale « N_U ».

Niveau	N_u	N_u*
8^{eme} étage	174.109	191.519
7^{eme} étage	163.059	179.364
6^{eme} étage	163.059	179.364
5^{eme} étage	166.314	182.945
4^{eme} étage	166.314	182.945
3^{eme} étage	166.314	182.945
2^{eme} étage	170.051	187.056
1^{ere} étage	170.051	187.056
RDC	170.051	187.056

❖ **Justification des poteaux :**

On a une compression simple, alors, la valeur de l'effort normal ultime Nu =1.1 Nu
agissant sur le poteau doit satisfaire à l'inégalité suivante :
Nu ≤ α [(Br. fc28 /0.9 γs) + (A. fe / γs)]
Avec :
Br : section réduite du poteau : [Br= (b-2) × (h-2)]
A : section d'acier comprime : [A=AminB/1000 = b.h/1000]
α : coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :
α = 0.85/1+0.2(λ/35)2 pour λ < 50
α = 0.60 (50/ λ) 2 pour 50≤ λ≤70
λ : l'élancement mécanique [λ=Lf/i]
Lf : 0.7 l_0 assemblé a des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau
I : rayon de giration ; i= √I/B=h/√12 avec B=b×h et I =bh3/12

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2-12 : Détermination de la section du poteau.

NIV	SECTION	A=B /1000	L_f	λ	α	Br (cm^2)	Nu	Nu adm	Nu <NU
8eme étage	35×35	1.225	214.2	21.18	0.79	1089	174.109	17292.55	CV
7eme étage	35×35	1.225	214.2	21.18	0.79	1089	163.059	17292.55	CV
6eme étage	35×35	1.225	214.2	21.18	0.79	1089	163.059	17292.55	CV
5eme étage	40×40	1.60	214.2	18.53	0.80	1444	166.314	23118.93	CV
4eme étage	40×40	1.60	214.2	18.53	0.80	1444	166.314	23118.93	CV
3eme étage	40×40	1.60	214.2	18.53	0.80	1444	166.314	23118.93	CV
2eme étage	45×45	0.2025	214.2	16.47	0.81	1849	170.051	29755.06	CV
1ere étage	45×45	0.2025	214.2	16.47	0.81	1849	170.051	29755.06	CV
RDC	45×45	0.2025	214.2	16.47	0.81	1849	170.051	29755.06	CV

II.5.4. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau 2-13 : vérifications de coffrage des poteaux.

SECTION	Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
section (35X35)	Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 35cm ≥ 30 cm	Oui
	Min (b, h) ≥he/20	Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = 15.30cm	Oui
	0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui
section (40X40)	Min(b, h) ≥ 30cm	Min (b, h) = 40cm ≥ 30 cm	Oui
	Min(b, h) ≥ he/20	Min (b, h) =40cm≥ (he/20) =15.30 cm	Oui
	0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui
section (45X45)	Min(b, h) ≥ 30cm	Min (b, h) = 45cm ≥ 30 cm	Oui
	Min (b, h) ≥he/20	Min (b, h) =45cm≥ (he/20) = 15.30cm	Oui
	0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

*** Résultat :** *les conditions de RPA 99 (Version 2003) sont remplies*

Conclusion : *on adopte la section des poteaux suivante :*

- *(b×h) = (35×35) cm² 6eme, 7eme, 8eme étage.*
- *(b×h) = (40×40) cm² 3eme, 4eme, 5eme étage.*
- *(b×h) = (45×45) cm² RDC, 1er, 2eme étage*

II.6. Pré Dimensionnement des Voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- *Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.*
- *Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.*
- *Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.*
- *Seuls les efforts de translation seront pris en compte. Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.)*

D'après le RPA 99/version 2003, article7.7.1« les éléments satisfaisants la condition (L ≥ 4 e) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec

- ✓ *L : Porté du voile.*
- ✓ *e : Epaisseur du voile.*

L'article 7.7.1 RPA99/version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes:

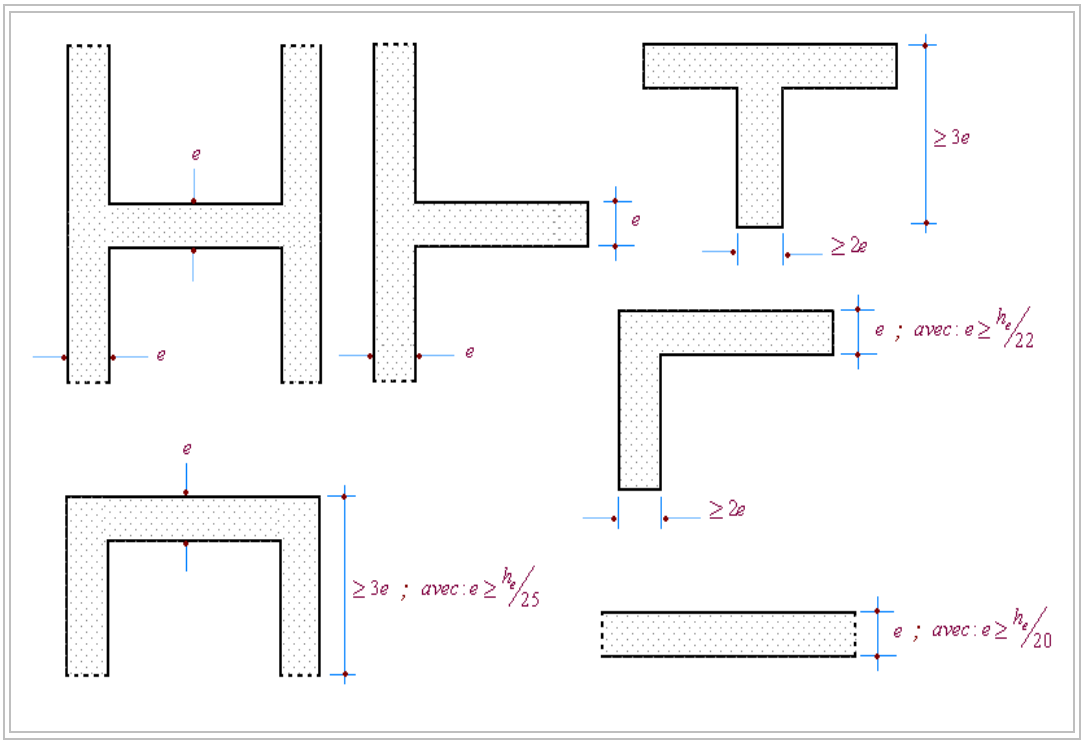


Figure 2-12 : Coupe d'un voile en plan.

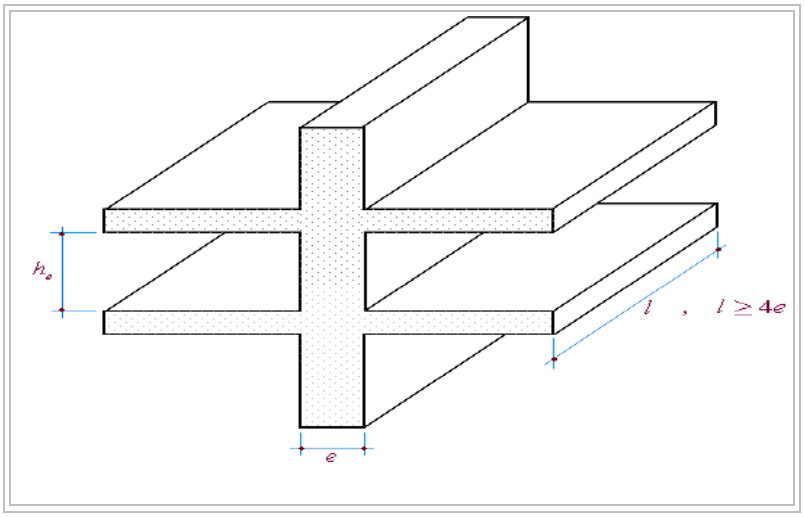


Figure 2-13 : coupe d'un voile en élévation.

À partir de la hauteur d'étage h=3.06 m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$\begin{cases} e \geq \dfrac{h_e}{25} \\ e \geq \dfrac{h_e}{22} \\ e \geq \dfrac{h_e}{20} \end{cases}$$

Tel que : $h_e = h - h_{poutre} = 3.06 - 0.30 = 2.76$ m (hauteurs libres)

Donc :

$$\begin{cases} e \geq \dfrac{h_e}{25} = 11.04cm \\ e \geq \dfrac{h_e}{22} = 12.3cm \\ e \geq \dfrac{h_e}{20} = 13.5cm \end{cases}$$

Alors $e \geq max\,(11.04, 12.3, 13.5)$

On obtient des voiles d'épaisseur : **e=15 cm**

Remarque :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

III .1. L'acrotère:

III.1.1. Principe de calcul:

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1kN/m due à la main courante.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1ml de largeur, 10 cm d'épaisseur et 60 cm de hauteur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

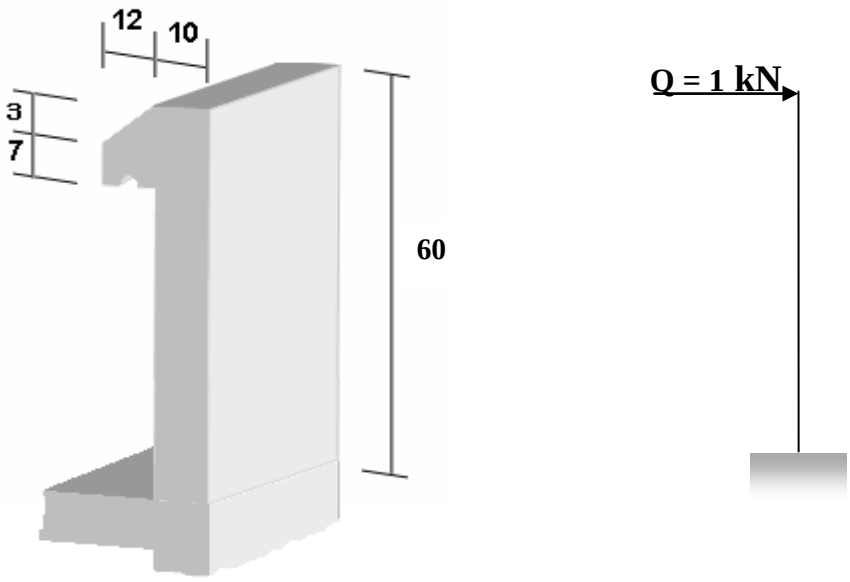


Figure 3.1: L'acrotère.

III.1.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Tableau 3.1 : les charges permanentes et les surcharges d'exploitation de l'acrotère.

Charge permanente G [KN/ml]	(0,6*0,1)+ (0,12*0,07) + ((0,12*0,03)/2)]*25= 1,755kN
charge d'exploitation Q [KN/ml]	1 KN

III.1.3. Détermination des efforts :

Tableau 3.2 : les efforts sur l'acrotère à l'état limite ultime et l'état limite de service.

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 1.35*1.755=2.369	G = 1.755
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1,5*1=1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	1,5 * Q * h =1.5*1*0.6=0.9	Q * h = 0.6

III.1.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tableau 3.3 : Dimensions et caractéristiques des matériaux.

Données			
f_{c28}	25 MPa	h	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	7.5 cm
f_e	400 MPa	c	2.5 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c'	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

III.1.4.a. À E L U :

Calcul de l'excentricité:

À l'attention de : e_0 = Nu/ Mu =0.90/2.369 e_0 = 38.00 cm

On a : e_0= 38.00cm >h/2 - c =10/2 -2.5 = 2.5 cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

Calcul du moment de flexion :

e : distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

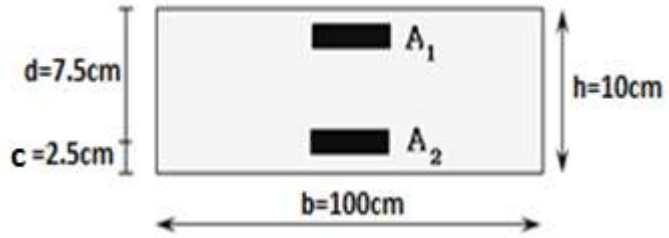


Figure 3.2 : Section de béton armé à L'E.L.U.

$e = e_0 + (h/2 - C)$ $e=0.405m$

$M_1 = N * e$ $M_1=0.96\ kN.m$

Calcul des armatures verticales :

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = M_1/(\sigma . ß.d^2)$ $\mu=0.012$

$\mu=0.012 < \mu_1=0.392 \Rightarrow A'_1 = 0$

$ß = 0.994$

$A1 = M_1/(\bar{\sigma} ß.d)$ $\Rightarrow A_1 = 0,37\ cm^2$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - N/100*\sigma_s$ $\Rightarrow A = 0.30\ cm^2$

Et : $A' = A'_1$ $\Rightarrow A' = 0\ cm^2$

Donc: $A = 0.30\ cm^2$

$A' = 0\ cm^2$

Condition de non fragilité

$Amin = B/1000 = 10.100/1000 = 1\ cm^2$;

$Amin = 1\ cm^2 > A = 0.30\ cm^2 \Rightarrow A = Amin = 1.00\ cm^2$

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm²

Armatures de répartition :

On a : $A/4 \leq Ar \leq A/2 \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$;

Donc, on prendra : Ar = 4 HA 8 = 2.01 cm²

Espacement :

$S_t = (100/4) = 25\ cm \leq S_{min} = min\ [3h = 30\ cm ; 33\ cm] = 30\ cm$

$S_{rép} = (60/4) = 15\ cm \leq S_{min} = min\ [4h = 40\ cm ; 45\ cm] = 40\ cm$

III.1.4.b. Vérification à l'E.L.S :

Données: $N_{ser} = 1.755$; $M_{ser} = 0.60$ kN.m

Calcul de l'excentricité:

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1{,}755} = 34{,}19cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre :

Où: $B_o = b*h + 15\ (A_1 + A_2) \Rightarrow B_o = 1030, 15\ cm²$;

$\upsilon_1 = 1/B_0\ [bh²/2 + 15\ (A_1\ c_1 + A_2 d)] \Rightarrow \upsilon_1 = 5{,}073cm$;

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 4{,}926cm$.

$I'_G = b/3\ (\upsilon_1^{\ 3} + \upsilon_2^{\ 3}) + 15\ [A_1\ (\upsilon_1 - c_1)² + A_2\ (\upsilon_2 - c_2)²] \Rightarrow I'_G = 8513, 68\ cm4$.

Alors:

$I'_G / B_0\ .\upsilon_2 = 1{,}677cm$.

$M'_G = Nser\ .CG'$;

$CG' = CG + GG' = CG + (\upsilon_1 - (h/2)) = e_0 - (h/2 - c) + (\upsilon_1 - (h/2)) = 32{,}143cm$

$M'_G / N_{ser} = CG'$

Donc : $CG' = 32{,}143cm > I'G/B_0\ .\upsilon 2 = 1{,}677cm$.

Alors : on a une section partiellement comprimée (SPC).

Il faut vérifier que: $\begin{cases}\sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s\end{cases}$ *(fissuration préjudiciable)*

Où : $\sigma_b = K.y_1$ *avec :* $K = N_{ser}/S_{G'}$

$\sigma_s = 15\ K\ (d-y_1)$

Détermination de y1 :

On va calculer y_2 *à l'aide de l'équation suivante:*

$y_2^3 + py_2 + q = 0 \ldots\ldots$ "*"

tq y2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$P = -3C^2 - 90\ (A'/b)\ (C-c') + 90(A/b)\ (d-C)$

$q = -3C^3 - 90\ (A'/b)\ (C-c') + 90(A/b)\ (d-C)^2$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -31.69cm < 0".

Application numérique :

$P = -2259.98\ cm^2$

$q = +40784.74\ cm^2$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2962.63y_2 + 61520.87 = 0$

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -6.75x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.991 \Rightarrow \varphi = 172.39° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 62.85 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont:

$$Y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 33.80\ cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -62.78\ cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 28.98\ cm \end{cases}$$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante :

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

y1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc : y_2=33.69 cm

$Y_1=y_2+C=2.0$ cm

$S_{xx'}=1/2\ by_1^2+15[A'(y_1-c')-A(d-y_1)]$

Donc : $S_{xx'}=52.644\ cm^3$

$K=N_{ser}/S_{xx'}=2369/52644=0.0450\ N/mm^3$

$\sigma_b=K.y_1=0.0450\ X\ 20=0.90Mpa<\bar{\sigma}_b=0.6\ f_{c28}=15Mpa$

$\sigma_s=15\ K\ (d-y_1)=15X0.0450X\ (75-20)=37.12Mpa$

$\bar{\sigma}_s=Min\ [2/3\ f_e=333.33Mpa\ ;\ 110\sqrt{\eta f_{tj}}=201.633Mpa]=201.633Mpa$

$\sigma_s=37.12Mpa<\bar{\sigma}_s=201.633Mpa$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.1.5. Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à: $F=T_U-M_U/0.9\ d$

$F=1.5-(2.369/0.9x0.075)=-33.60Kn$

F<0, Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III.1.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que: $\tau u \leq \bar{\tau}$

Telles que: $\tau u=V_U/b\ .d=(1.5x10^3)/1000X75=0.02Mpa$

et : $\bar{\tau}=min\ [0.15\ f_{c28}/\gamma b\ ;4Mpa]=2.5Mpa$ *(la fissuration est préjudiciable)*

D'où alors : $\tau u=0.02Mpa<\bar{\tau}=2.5Mpa$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.7. Vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

Fp = 4.A.Cp.Wp. (Art.6.2.3)

A: coefficient d'accélération, [Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2, zone III)]

Cp: facteur de force horizontal, (R.P.A page 43 tab. 6.1)

Wp: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de langueur.

A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 1.755 KN.

F_P*=4 X0.25X0.8X1.755=1.404KN*

F_P*=1.404KN<T=1.5KN…… (Condition vérifié)*

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

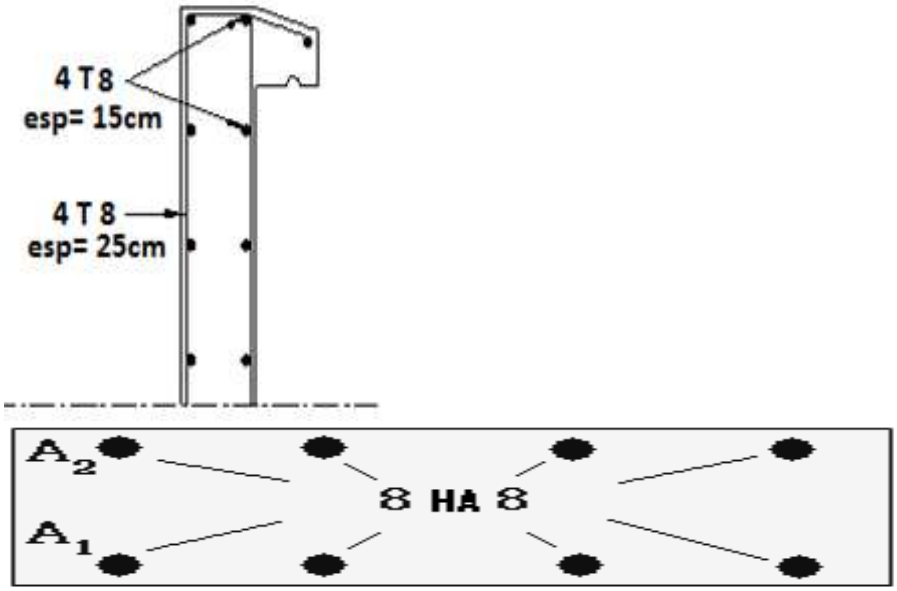


Figure 3.3 : montre le détail de ferraillage de l'acrotère.

III.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de:

- *Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.*
- *Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.*
- *Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).*

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- ❖ *La dalle de compression.*
- ❖ *Les poutrelles.*

III.2.1. La dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- ➢ *Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20 cm [1]*
- ➢ *Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :*

  à : 33 cm [1]

La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$At \geq 0.02*L*200/f_e = 4L/f_e \quad [1]$$

Avec:

- *L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).*
- *fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.*
- *At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.*

  $50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow At \geq 0.476\ cm^2/m.l$

➢ *La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :*

$Al \geq A_t/2 = 0.238\ cm^2/m.l$ *[1]*

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement

20cm x 20 cm.

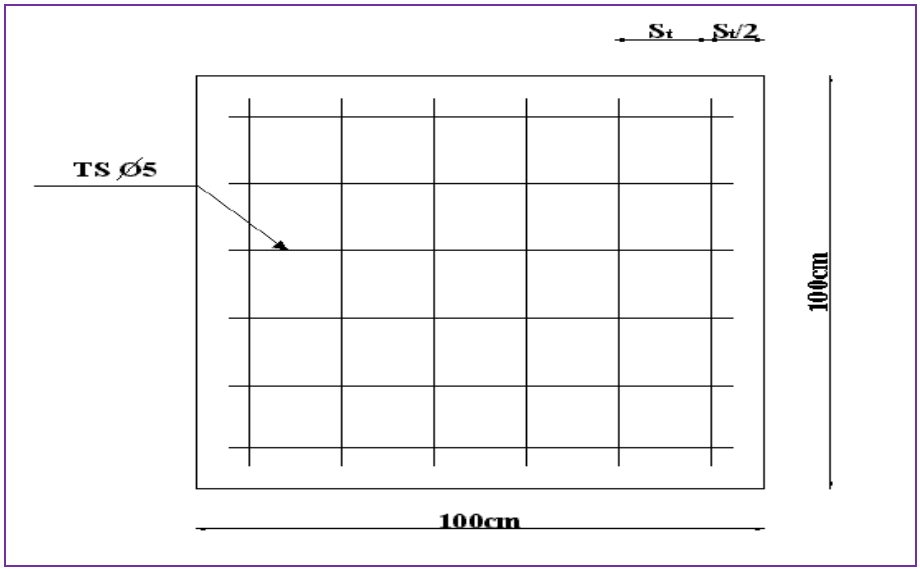


Figure 3-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression.

III2.2. Les poutrelles :

*Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :*

***Avant coulage.** ***Après coulage.**

III.2.2.1. avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- *son poids propre.*
- *le poids de corps creux (entrevous).*
- *une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.*

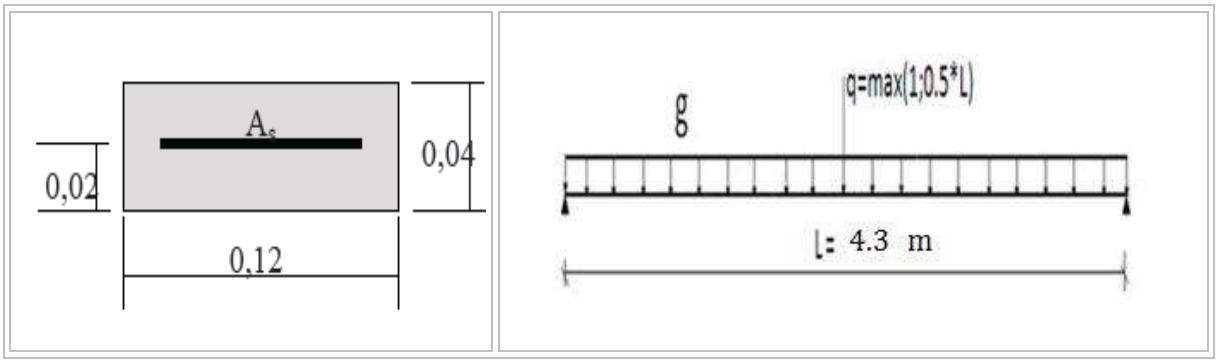


Figure 3-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage.

*Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :*

Tableau 3-4 : les charges de la poutrelle avant collage.

travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
		poids de poutrelle	poids du corps creux
4.30	2.15	0.12*0.04*25 =0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous octroie :

Tableau 3-5 : Calcul des moments.

M_G(KN.m)	M_Q(KN.m)	M_U(KN.m)
$GL^2/8=1,77$	$QL/4=2,31$	$1.35M_G+1.5M_Q=5.85$

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{5.85 * 10^6}{14.2 * 120 * 20^2} = 8.58 \gg \mu max = 0.392$$

Cette valeur de μ=8.58 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

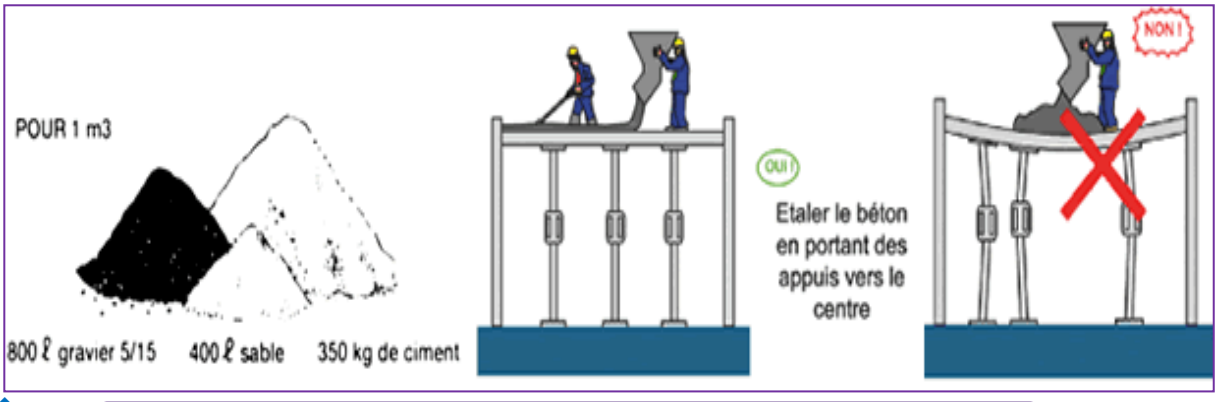
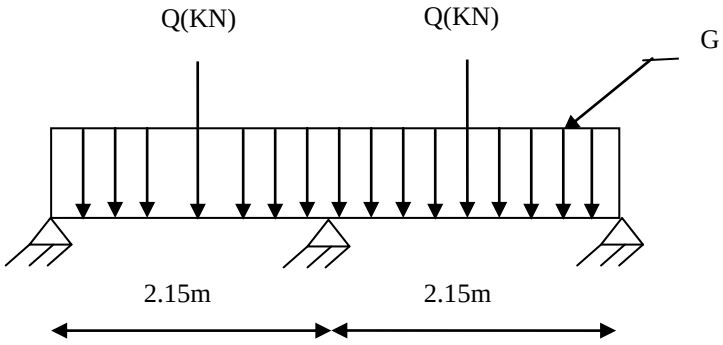


Figure 3-6 : Choix de disposition des étaiements.

❖ ***Calcul des étaiements :***

▪ ***Pour un seul étai au milieu :***



G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,445(KN.m)

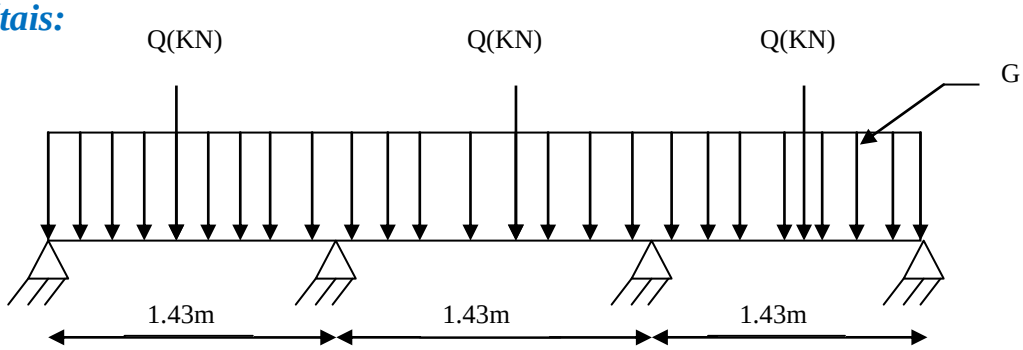
Q = Max [1 KN ; 0.5x2.15 KN]

= 1,075KN→M_Q=0,578(KN.m) *Donc: M_u=1.334(KN.m)*

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{1,46\times10^3}{12\times14.2\times(2)^2} = 02,11 > \mu_1 = 0.392\ (c.n.v)$$

On ajoute un autre étaiement.

- ***Pour deux étais:***



G = 0,77 KN/ ml→M_G=0,196(KN.m)

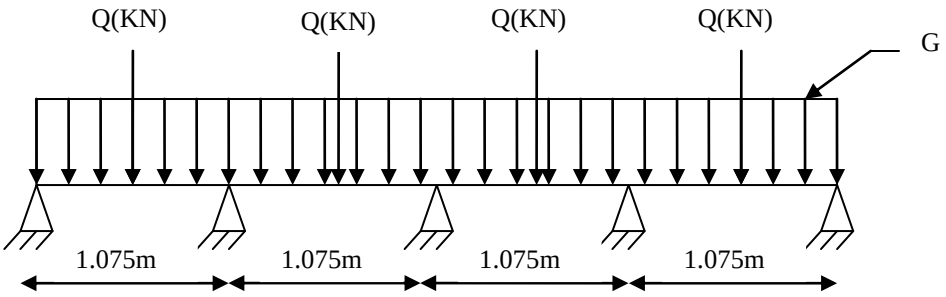
Q = Max [1 KN ; 0.5x1.43 KN] = 1.00KN→M_Q=0,357(KN.m)

Donc: M_u=0,8 (KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,8\times10^3}{12\times14.2\times(2)^2} = 01,17 > \mu_l = 0.392 \quad (c.n.v)$$

On ajoute un autre étaiement

- ***Pour trois étais:***



G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,111(KN.m)

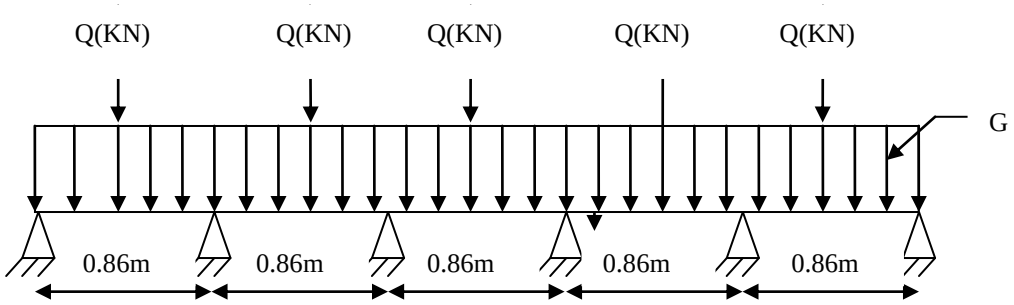
Q = Max [1 KN ; 0.5x1.02 KN] = 1.00KN→M_Q=0,268(KN.m)

Donc: M_u=0,552(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0,552\times10^3}{12\times14.2\times(2)^2} = 0,809 > \mu_l = 0,392 \quad (c.n.v)$$

On ajoute un autre étaiement

- ***Pour quatre étais :***



G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,071(KN.m)

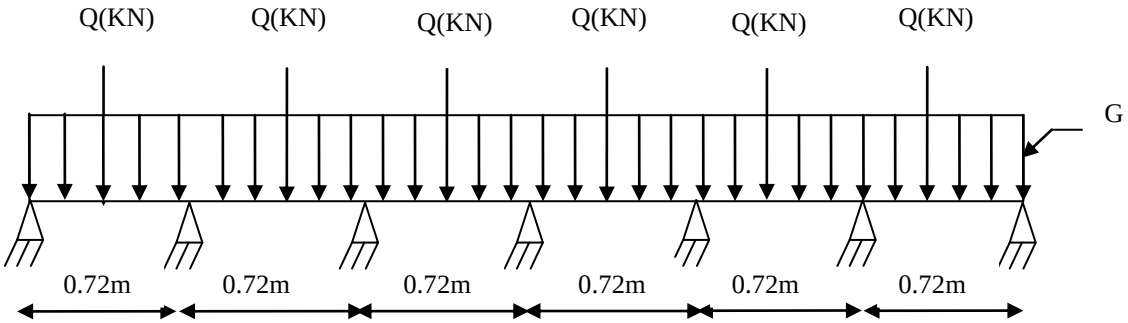
Q = Max [1 KN ; 0.5x0.84 KN] = 1.00KN→M_Q=0,215(KN.m)

Donc: M_u=0,418(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0{,}418\times10^3}{12\times14.2\times(2)^2} = 0{,}613 > \mu_1 = 0.392$$

On ajoute un autre étaiement

- ***Pour cinq(05) étais :***



G = 0.77 KN/ ml→M_G=0,0498(KN.m)

Q = Max [1 KN ; 0.5x0.84 KN] = 1.00KN→M_Q=0,18(KN.m)

Donc: M_u=0,333(KN.m)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{0{,}333\times10^3}{12\times14.2\times(2)^2} = 0.366 < \mu_1 = 0.392\,(c.v)$$

Alors il faut prévoir cinq étaiements le long de la travée espacés de 70 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.2.2.2. Après coulage :

Dans cette étape, le calcul des poutrelles se fait après le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.2.2.2.1. Méthodes de calcul :

Le rapport entre les portés successifs est compris entre 0.8 et 1.25 pour tout type des poutrelles, donc la méthode forfaitaire est applicable,

II.2.2.2.1.a.Méthode forfaitaire :

- **Domaine d'application :**

On utilise la méthode forfaitaire pour les poutres continues remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq Min \begin{cases} 2G \\ 5Kn/m^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$$

- La fissuration est peu nuisible.

- **Application de la méthode :**

Soit :

$M_0 = \frac{qL^2}{8}$ *: Moment fléchissent de la poutre isostatique*

$$\alpha = \frac{Q_B}{Q_B + G}$$

- ***Les moments :***

Les moments en travées :

Pour les travées de rive :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq \max\left[(1+0.3\alpha)M_0; 1.05M_0\right]$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

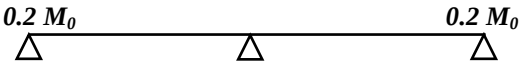
Pour les travées intermédiaires :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right) \geq \max\left[(1+0.3\alpha)M_0; 1.05M_0\right]$$

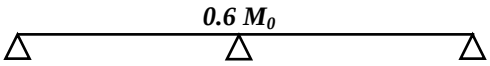
$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

Les moments en appuis :

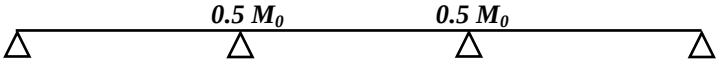
$0.2M_0$ *: Pour les appuis de rive*



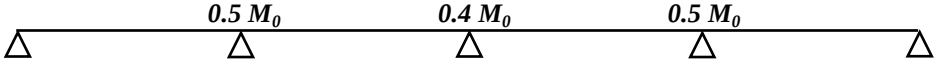
$0.6M_0$ *: Pour une poutre à deux travées*



$0.5M_0$ *: Pour les appuis de rive pour une poutre ⟩ 2 travées*



$0.4M_0$ *: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre ⟩ 3 travées*



Avec :

Mt : Moment en travée.

Mw : Moment max sur l'appui gauche.

Me : Moment max sur l'appui droite.

Ma : Moment à l'appui.

M0 : Moment isostatique= PL²/8(kN.m)

- ***L'effort tranchant :***

$T_w = T_0 + \left|\frac{Mw_Me}{L}\right|$

$$T_w = \frac{qL}{2} + \left|\frac{M_w - M_e}{L}\right| \qquad T_e = \frac{-qL}{2} + \left|\frac{M_w - M_e}{L}\right|$$

Tw : effort tranchant à gauche de la travée.

Te : effort tranchant à droite de la travée.

- ✓ ***Remarque :***

1-Dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.

2- le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

M_t=0.85 Mo ; M_A=M_B=-0.5 Mo

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot

II.2.2.2.1.b.Méthode Caquot :

- ***Application de la méthode :***
- ***Les moments :***

Les moments en appuis :

Appuis de rive : $M_A = M_H = 0$

Appuis intermédiaires : $M_{appuis} = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5\left(l_w' + l_e'\right)}$

Avec : l'=l pour les deux travées de rive

l'=0,8l Pour les travées d'intermédiaires

Les moments en travée :

$$M(x) = \frac{-qx^2}{2} + \frac{ql}{2}x + M_w + \frac{M_e - M_w}{L}X$$

Avec : $T(x) = 0 \Rightarrow X = \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{qL}$

- ***Les efforts tranchants :***

$$T(x) = \frac{ql^2}{2} - qx + \frac{M_e - M_w}{L}$$

Avec : $T_w(x = 0) = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$

$$T_w(x = l) = \frac{-ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

Avec :

P : Charge répartie de la travée.

Mo : moment isostatique.

Mw ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

qw : Charge répartie {gauche de l'appui considéré.

qe : Charge répartie {droite de l'appui considérée.

l'w : longueurs de travées fictives à gauche.

l'e : longueurs de travées fictives à droite.

l : représente la portée de la travée libre.

Tw : Effort tranchant {gauche de l'appui considéré.

Te : Effort tranchant {droite de l'appui considéré.

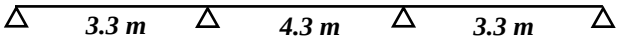
$M_e ; M_w$ *: Sont des moments des appuis à droite et à gauche de la travée considérée*

II.2.2.2.1.c. Les types des planchers :

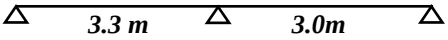
On a : 4 types des poutrelles à étudier :

a)- Terrasse :

Type 1 :



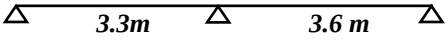
Type 2 :



Type 3 :

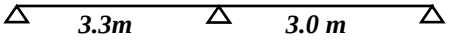


Type 4 :



b)- étage courant + RDC :

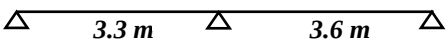
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



Nota :

La méthode forfaitaire est applicable pour les types suivants :

Type 2, Type 4 au plancher terrasse et le Type 1 au plancher d'étage courant. Et les types qui restent sont calculés par la méthode de Caquot.

III.2.2.2.1.d. Evaluation des charges et surcharges :

Plancher terrasse inaccessible :

$G = 6{,}49\ KN/m^2$, $Q = 1\ KN/m^2$.

Plancher étage courant :

$G = 5{,}2\ KN/m^2$, $Q = 1{,}5\ KN/m^2$.

Tableau 3-6 : Actions de calcul des poutrelles après coulage.

plancher	G(KN/m²)	Q(KN/m²)	qu=(1,35*G+1,5*Q)*0,65	qser=(G+Q)*0,65
terrasse	6,49	1	6,67	4,87
Etage courant	5,2	1,5	6,02	4.35

III.2.2.2.1.e. Sollicitations de calcul :

1ere type : Poutrelle à 3 travées.

Puisque la deuxième condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifier $(0.8 \le \frac{L_i}{L_{i+1}} \le 1.25)$ *donc on utilise la méthode de Caquot.*

1/- à l'ELU :

$q_u = 6.67\ KN/m$

a/- calcul des moments :

a-1/- calcul des moments en appuis :

Travée de rive : (MA, M_D)

$M_A=M_D=0$

Travée intermédiaire : (MB, M_C)

$$M_{appuis}=\frac{q_w l_w'^3+q_e l_e'^3}{8.5\left(l_w'+l_e'\right)}$$

$l'_{AB}=l'_{CD}=3,3m$

$l'_{BC}=0,8*4,3=3,44\ m$

$M_B=8.92\ KN.m$

$M_c=8.92\ KN.m$

a-2/- calcul des moments en travée :

$$M(x)=\frac{-qx^2}{2}+\frac{ql}{2}x+M_w+\frac{M_e-M_w}{L}X$$

Avec : $X=\frac{l}{2}+\frac{M_e-M_w}{qL}X$

$M(x)=M_0-\frac{Mw+Me}{2}$

Avec : $M_0=\frac{qL^2}{8}$

Alors :

$l_1=3,3m$ $\quad M_0=9.08 \Rightarrow M(x)=9.08-(0+8.92)/2=4.62$

$l_2=4,3m$ $\quad M_0=15.42 \Rightarrow M(x)=15.42-(8.92+8.92)/2=6.5$

$l_3=3,3m$ $\quad M_0=9.08 \Rightarrow M(x)=9.08-(8.92+0)/2=4.62$

b/- calcul de l'effort tranchant :

Travée de rive : (AB)

$T_w(x=0)= 13.71KN$

$T_e(x= 3.3)= - 8.30KN$

Travée intermédiaire : (BC)

$T_w(x=0)= 14.34\ KN$

$T_e(x=4.3)= -14.34\ KN$

Travée de rive : (CD)

$T_w(x=0)= 8.30KN$

$T_e(x=3.3)= - 13.71KN$

2/- à l'ELS :

$q_{ser}=4.87\ KN/m$

a/- calcul des moments :

a-1/- calcul des moments en appuis :

Travée de rive : (M_A, M_D)

$M_A=M_D=0$

Travée intermédiaire : (M_B, M_C)

$$M_{appuis} = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5\left(l_w' + l_e'\right)}$$

$l'_{AB}=l'_{CD}=3.3m$

$l'_{BC} =0,8*4,3=3,44\ m$

$M_B= 6.51\ KN.m$

$M_c= 6.51\ KN.m$

a-2/- calcul des moments en travée :

$$M(x)=\frac{-qx^2}{2}+\frac{ql}{2}x+M_w+\frac{M_e-M_w}{L}X$$

Avec : $X=\frac{l}{2}+\frac{M_e-M_w}{qL}X$

$M(x)=M_0-\frac{Mw+Me}{2}$

Avec : $M_0=\frac{qL^2}{8}$

Alors :

l_1=3,3m M_0=6.63⇒M(x)=6.63-(0+6.51)/2 =3.37

l_2=4,3m M_0=11.25⇒ M(x)=11.25 -(6.51+6.51)/2 =4.74

l_3=3,3m M_0=6.63⇒ M(x)=6.63 -(6.51+0)/2 =3.37

b/- calcul de l'effort tranchant :

Travée de rive : (AB)

$T_w(x=0)$= 10 KN

$T_e(x=3.3)$= - 6.06 KN

Travée intermédiaire : (BC)

$T_w(x=0)$=10.47 KN

$T_e(x=4.3)$= - 10.47 KN

Travée de rive : (CD)

$T_w(x=0)$= 6.06 KN

$T_e(x=0)$= -10 KN

Tableau 3-7 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 3 travées.

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée fictif (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
							ELU		ELS	
	ELU	ELS			ELU	ELS	T_w	T_e	T_w	T_e
A	0	0	AB	3.3	4.62	3.37	13.71	-8.30	10	- 6.06
B	8.92	6.51	BC	4.3	6.5	4.74	14.34	-14.34	10.47	- 10.47
C	8.92	6.51	CD	3.3	4.62	3.37	8.30	-13.71	6.06	- 10
D	0	0								

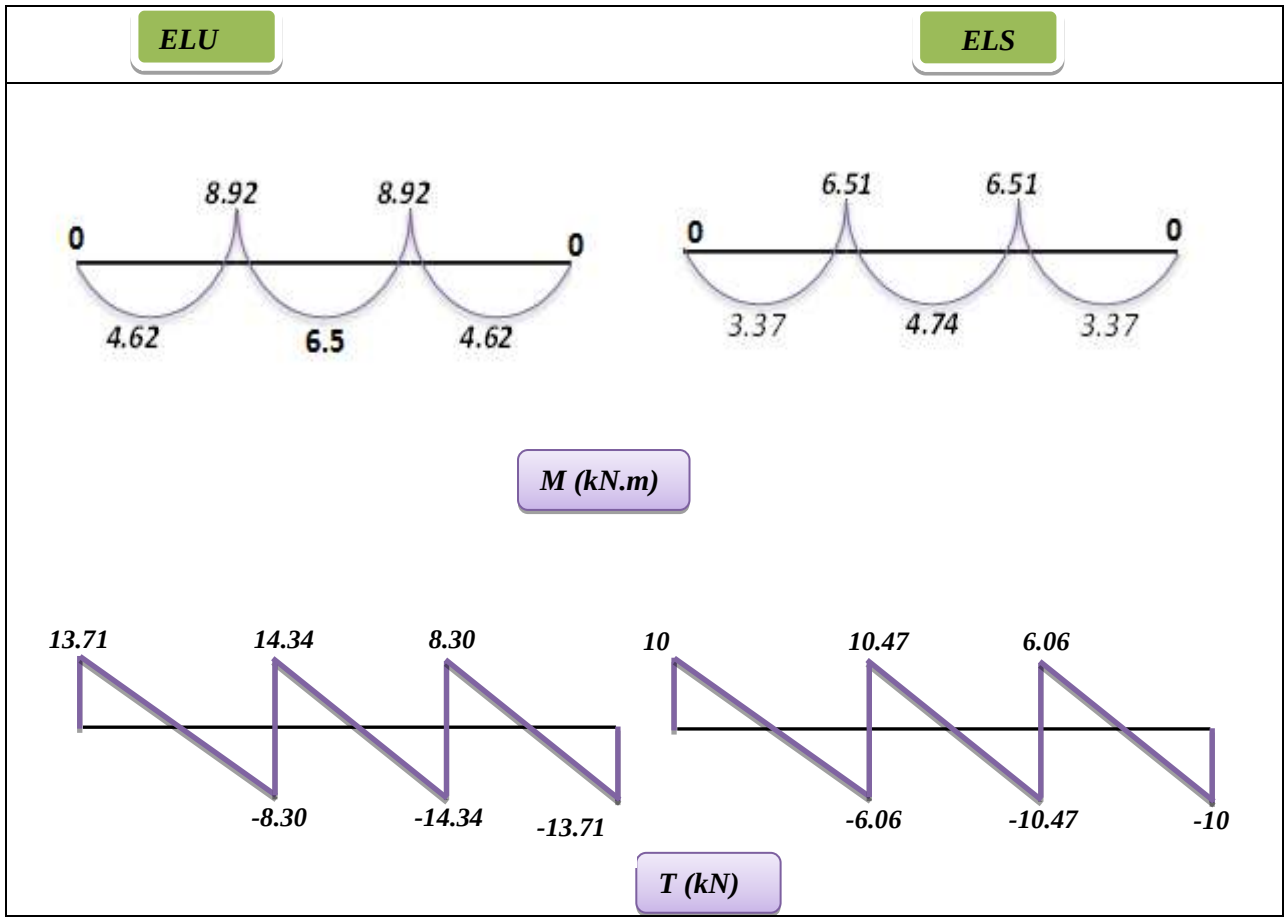


Figure 3-7: Différents efforts dans la poutrelle à trois travées.

2eme type : Poutrelle à 6 travées.

ETAGE TERRASSE :

Tableau 3-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées.

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée fictif (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_w	T_e	T_w	T_e
A	0	0	AB	3.3	5.655	4.13	13.08	-8.93	10.11	-5.96
B	6.85	5.00	BC	3.0	1.565	1.15	9.39	-10.61	6.69	-7.91
C	5.02	3.66	CD	3.3	2.755	2.015	11.79	-10.21	8.83	-7.24
D	7.63	5.57	DE	4.3	7.79	5.68	14.34	-14.34	10.47	-10.47
E	7.63	5.57	EF	3.3	1.175	0.86	11.17	-10.84	8.20	-7.87
F	8.18	5.97	FG	3.6	5.9	4.905	9.73	-14.28	6.49	-11 .04
G	0	0								

ETAGE COURANT :

Tableau 3-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 6 travées.

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée fictif (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
							ELU		ELS	
	ELU	ELS			ELU	ELS	T_w	T_e	T_w	T_e
A	0	0	AB	3.3	5.1	3.685	11.80	-8.06	8.53	-5.82
B	6.18	4.47	BC	3.0	1.415	1.02	8.48	-9.58	6.12	-6.92
C	4.53	3.27	CD	3.3	2.485	1.2	10.64	-9.22	7.69	-6.66
D	6.88	4.97	DE	4.3	7.03	5.08	12.94	-12.94	9.35	-9.35
E	6.88	4.97	EF	3.3	1.06	0.77	10.08	-9.78	7.28	-7.06
F	7.38	5.33	FG	3.6	6.06	4.385	8.78	-12.88	6.34	-9.31
G	0	0								

3eme type : Poutrelle à 2 travées.

ETAGE COURANT :

Calcul à l'ELU :

- *Moment isostatique :*

$$(M_0)_{ij} = \frac{q_u . l_{ij}^2}{8} \text{ .....d'où :}$$

$(M_0)_{AB} = 8.19$ KN.m.

$(M_0)_{BC} = 6.77$ KN.m.

● *Moment aux appuis*

D'où :

M_A = *1.64KN.m*

M_B =*4.91 KN.m*

M_C = *1. 35 KN.m*

● *Moment en travée :*(M_t^{max})

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5,2} = 0,49$$

$$\begin{cases} (1+0,3\alpha) = 1,147 \\ \dfrac{1+0,3\alpha}{2} = 0,573 \\ \dfrac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,673 \end{cases}$$

Travée AB (travée de rive) :

$$M_t \geq Max\begin{Bmatrix} 1,05M_0 \\ (1+0,3\alpha)M_0 \end{Bmatrix} - \frac{M_{g+M_d}}{2} \Rightarrow M_t = 6.11kN.m$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 5.51kN.m$$

D'où (M_t)$_{AB}$ =*6.11kN.m.*

Travée BC (travée de rive) :

$$M_t \geq Max\begin{Bmatrix} 1,05M_0 \\ (1+0,3\alpha)M_0 \end{Bmatrix} - \frac{M_{g+M_d}}{2} \Rightarrow M_t = 5.06kN.m$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 4.56kN.m$$

D'où (M_t)$_{BC}$ = *5.06 kN.m.*

Effort tranchant

Travée AB (travée de rive) :

$$\begin{cases} T_A = \dfrac{ql}{2} = 9.93\ kN \\ T_B = 1{,}15 \times \dfrac{ql}{2} = 11.42kN \end{cases}$$

Travée BC (travée de rive) :

$$\begin{cases} T_C = \dfrac{ql}{2} = 9.03\ kN \\ T_B = 1{,}15 \times \dfrac{ql}{2} = 10.38\ kN \end{cases}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 3-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées.

	travée	L(m)	$M_0(KN.m)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$
ELU	AB	3.3	8.19	1.64	4.91	6.11	9.93	11.42
	BC	3.0	6.77	4.06	1.35	5.05	10.38	9.03
ELS	AB	3.3	5.92	1.18	3.55	3.98	8.25	7.18
	BC	3.0	4.89	2.93	0.98	5.61	7.50	6.52

ETAGE TERRASSE :

Tableau 3-11 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées.

	travée	L(m)	$M_0(KN.m)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$
ELU	AB	3.3	9.08	1.82	5.45	6.78	11.00	12.66
	BC	3.0	7.5	4.5	1.5	5.60	10.00	10.50
ELS	AB	3.3	6.63	1.33	3.98	4.95	9.24	8.03
	BC	3.0	5.48	3.29	1.10	4.09	8.40	7.30

4eme type : Poutrelle à 2 travées:

ETAGE COURANT :

Tableau 3-12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées.

	travée	L(m)	$M_0(KN.m)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$
ELU	AB	3.3	8.19	1.64	4.91	6.11	9.93	11.42
	BC	3.6	9.75	5.85	1.95	7.28	10.83	12.46
ELS	AB	3.3	5.92	1.18	3.55	3.98	8.25	7.18
	BC	3.6	7.05	4.23	1.41	5.27	9.00	7.83

ETAGE TERRASSE:

Tableau 3-13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées.

	travée	L(m)	$M_0(KN.m)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$T_g(KN)$	$T_d(KN)$
ELU	AB	3.3	9.08	1.82	5.45	6.78	11.00	12.66
	BC	3.6	10.80	6.48	2.16	8.07	12.00	13.81
ELS	AB	3.3	6.63	1.33	3.98	4.95	9.24	8.03
	BC	3.6	7.89	4.73	1.58	5.89	10.08	8.77

III.2.2.2.2. Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Référence : Poutrelle à 3 travées

Tableau 3-14: Récapitulations des efforts internes.

	ELU			ELS		
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Ma ser (kN.m)	Mt ser (kN.m)	Tu (kN)
sollicitations	8.92	6.5	14.34	6.51	4.74	10.47

III.2.2.2.3. Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage des poutrelles est calculé en flexion simple :

Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

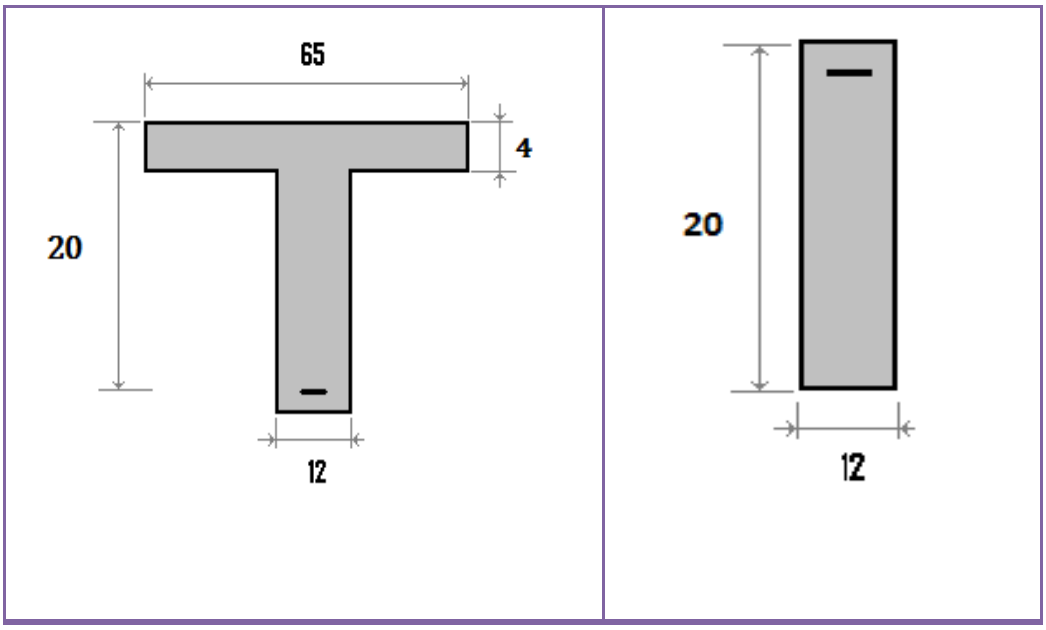


Figure 3-8 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite).

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau 3-15 : calcul des armatures.

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	6.5	8.92
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))=59.07$ $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	/
	μ	0.0217	0.0289
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	CV	CV
	β	0.989	0.985
	A (cm^2)	1.049	1.445
	Le choix	3HA10=2.35 cm^2	2HA10=1.57 cm^2
	B/1000	1.30	0.24
	A≥ B/1000	C.V	C.V
érifica ion a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	4.74	6.51
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	3.90	3.26
	I_G (cm^4)	8293.29	5867.31
	K (N/cm^3)	0.057	0.11
	σb (Mpa)	2.223	3.586
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	C.V	C.V

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau 3-16 : ferraillages longitudinaux des poutrelles.

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10	**Aa=2HA10**

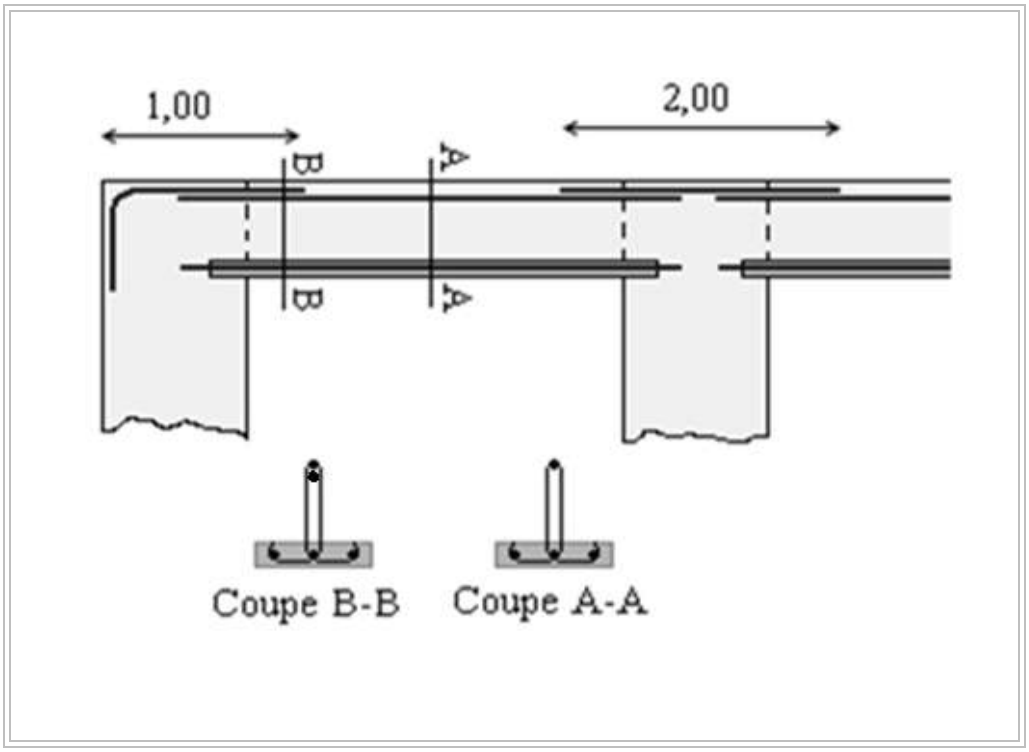


Figure 3-9 : Disposition constructive des armatures.

- ***Armatures transversales :***

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- ***Espacement S_t:***

$$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40\text{cm}\end{cases} = (16.2;\ 40\ cm)$$

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71;14;12\}\ (mm)$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : $\phi_t = 6\ mm \Rightarrow a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 0.28\ cm^2$

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres $a_t = 0.28\ cm^2$

et $n_t = 2$ ➔ $A_t = a_t n_t = 0.56\ cm^2$.

Tableau 3-17 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement.

A transversales	espacement
2ϕ6	**15cm**

III.2.2.2.4. Vérification au cisaillement : [1]

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire. On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = Min\left(0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right) = 3,33MPa \text{.....Fissuration peu nuisible}$$

Tel que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{14,34 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,663\ Mpa$

Donc : $0,66 < 3,33$ ……..CV

- **Vérifications nécessaires :** [1]

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4MPa. \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24\ MPa \geq 0.4\ MPa \qquad (C.V)$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.03 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.0018 \ (C.V)$$

Avec: $K=1 \rightarrow$ *flexion simple et la fissuration est peu nuisible*

$\alpha=90°$ *Pour les armatures transversales*

III.2.2.2.5. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau 3-18 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

1ere condition	2eme condition	3eme condition
$h/L \geq Mt/(15\ Mo)$	$h/L \geq 1/22.5$	$\rho \leq 3.6/fe$
$h/L = 0.20 / 4.30 = 0.046$ $Mt/(15\ Mo) = \frac{6.5X10^6}{15x15.41X10^6}$ $= 0.028$	$h/L=20/430=0.046$ $\frac{1}{22,5} = 0,044$	$\rho=A/(bo*d)=2.35/(12*18)$ $=0.010$ $3.6/fe = 3.6 / 400 = 0.009$
C.V	C.V	C.N.V

Donc :

La troisième condition n'est pas vérifiée, ce qui implique le calcul de la flèche.

III.2.2.2.6. Évaluation détaillée de la flèche : [1]

La flèche pour les éléments supports reposant sur deux appuis:

Le calcul se fera suivant les formules du règlement (CBA93) [annexe D]

$M_{ser}^{max} = 4.74\ KN.m$; $A=2,35cm^2$; $\overline{F} = \frac{4300}{500} = 8,6mm$

[Art B.6 .5.3 (CBA93)]

$$\rho = \frac{A}{b.d} = 0{,}0108 \Rightarrow \rho_1 = 1{,}08 \quad \rightarrow \beta = 0{,}856 \quad donc$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{Ad\beta_1} = 130.90 Mpa$$

$$\mu = \frac{-1{,}75F_{t28}}{4\rho\sigma_s + F_{t28}} + 1 = 0{,}52$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05F_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = 3.8$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1{,}52$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{bh + 15A} = 10{,}21cm$$

$$I_0 = \frac{b}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15Ad(d-y)^2 = 45529{,}77cm^4$$

$$If_i = \frac{1{,}1I_0}{1 + \mu\lambda_i} = 16828.88cm^4$$

$$If_v = \frac{1{,}1I_0}{1 + \mu\lambda_v} = 27972.93cm^4$$

$$F_i = \frac{ML^2}{10E_i If_i} = 1.63mm$$

$$F_v = \frac{ML^2}{10E_v If_v} = 2.95mm$$

On a $\Delta F = F_v - F_i = 2.95 - 1.63 = 1.32mm$

Donc $F = 1.32\ mm < \overline{F} = 8{,}6mm$ *(CV)*

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

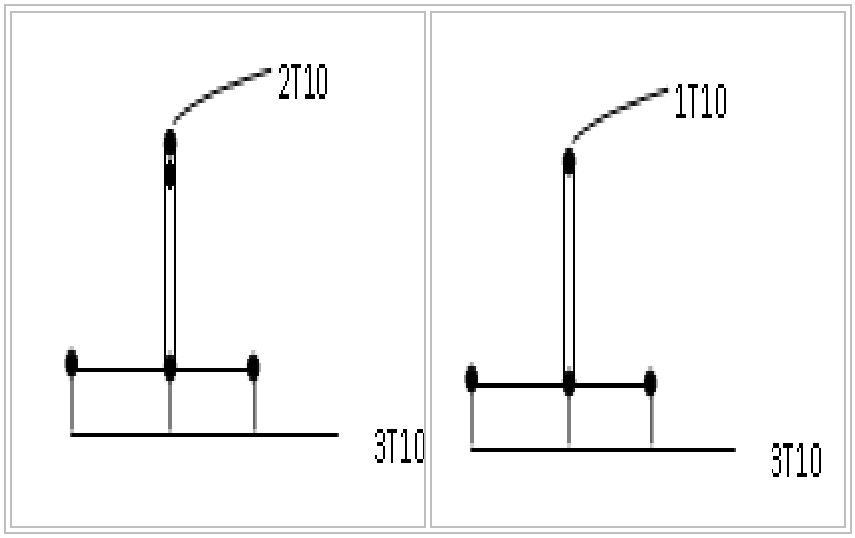


Figure 3-10: ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite).

III.3. ESCALIER :

III.3.1. INTRODUCTION :

Les escaliers sont un élément qui permet le passage d'un niveau à l'autre et la circulation verticale des personnes. Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier droit à deux volées.

III.3.2. DEFINITION DES ÉLÉMENTS D'UN ESCALIER :

La montée : *est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.*

La marche : *est le plan horizontal sur lequel se pose le pied*

La hauteur de marche : *est la différence du niveau entre deux marches successives.*

La contremarche : *est le plan vertical situé entre deux marches successives.*

Le nez de marche : *est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.*

Le giron : *est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).*

Une volée : *est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.*

Un palier : *est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées*

L'emmarchement : *est la longueur d'une marche.*

La ligne de jour : *est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.*

La ligne de foulée : *est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.*

L'échappée : *est la distance verticale entre les nez de marches.*

La paillasse : *est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.*

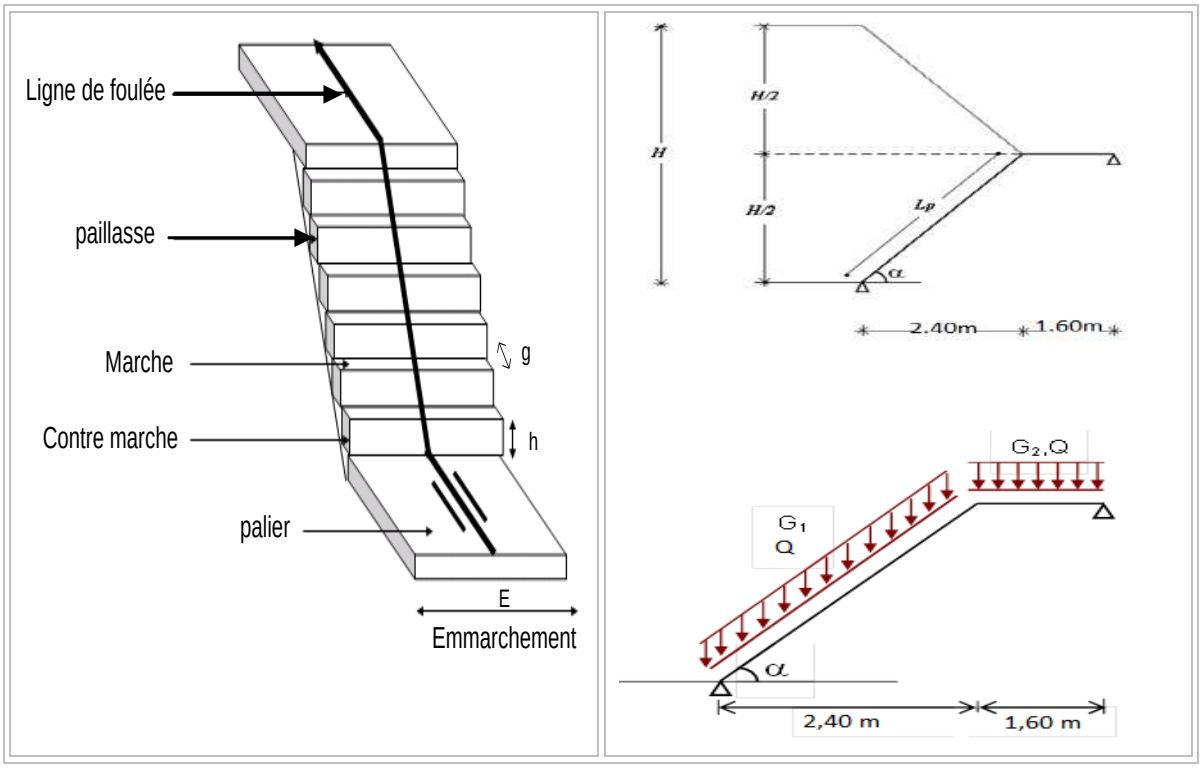


Figure 3-11 : Représentation d'un escalier.

- *h : Hauteur de la marche.*
- *g : Largeur de la marche.*
- *L : Longueur horizontale de la paillasse.*

III. 3.3. Pré dimensionnement :

III. 3.3.a. Caractéristique technique :

Hauteur d'étage H=3.06 m

Hauteur de contre marche : $14 \le h \le 20$

On prend : $h = 17\ cm$

Langueur de marche : $59 \le g + 2h \le 66$ *donc* $25 \le g \le 32$

On prend : $g = 30\ cm$

Vérification de la formule de BLONDEL :

$59cm \le g + 2h = 64cm \le 66cm.$ *(Condition vérifiée)*

Nombre de contre marche : $n_{c.m} = \dfrac{H/2}{h} = 9$

Donc on a : 9 contre de marche à chaque volée

Nombre de marche : $n_m = n_{c.m} - 1 = 9 - 1 = 8$

Donc on a : 8 marches à chaque volée

L'inclinaison de paillasse : $tg\ \alpha = H / L = 1.53/2.40 = 0.637$

Donc : $\alpha = 32.52°$

Longueur de paillasse : $\sin\alpha = \dfrac{H/2}{L_p}$ *OU :* $L_p = \sqrt{1{,}53^2 + 2{,}40^2} = 2{,}85\ m$

$L_t = 1.60 + 2.40 = 4.00\ m$

L'épaisseur de paillasse : $L_t/35 \le ep \le L_t/30$

Donc : $0.11m \le ep \le 0.13m$

On prend : $e_p = 15\ cm$

III. 3.3.b. Evaluation des charges et surcharges :

.1. Charges permanentes :

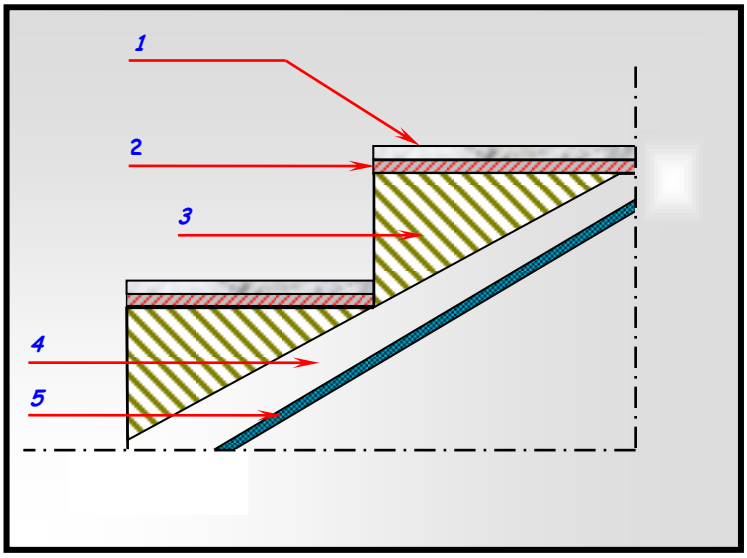


Figure 3-12 : Constituant d'un paillasse.

Tableau 3-19 : Poids propre du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage grés céramique	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dale pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	20	0.40
			G	5.35

Tableau 3-20: Poids propre de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage grés céramique	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Marches	/	/	22x0,17 /5=1,87
5	Paillasse	/	/	25x0,15 /Cos29,54=4,31
6	Gard corps	0.1	14	1.40
7	Enduit en ciment	0.02	20	0.40
			G	9.18

2. Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5KN/m$$

III. 3.4. Détermination des efforts :

Etat limite ultime (ELU) :

$$P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$$

$$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1=1,35*9,18+1,5*2,5=16,143\ KN/ml$$

$$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2=1,35*5,35+1,5*2,5=10,972\ KN/ml$$

Etat limite de service (ELS) :

$$P_{ser} = G + Q$$

$$P_{ser1} = G_1 + Q_1 = 9{,}18 + 2{,}50 = 11{,}68 \text{ KN/ml}$$

$$P_{ser2} = G_2 + Q_2 = 5{,}35 + 2{,}50 = 7{,}85 \text{ KN/ml}$$

Tableau 3-21 : Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier 1	5.35	2.5	16.143	11.68
Paillasse	9.18	2.5	10.972	7.85

III. 3.4.a. L'E.L.U :

$$\sum F = 0$$

$$Ra + Rb = (16.143 \times 2.4) + (10.972 \times 1.6) = 56.298 \text{ kN}$$

$$Ra + Rb = 56.30 \text{kN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$Ra \times 4 - 16{,}143 \times 2{,}40 \times 2{,}8 - 10.972 \times 1.6 \times 0{,}8 = 0$$

$$\Rightarrow Ra = 30.631 \text{ Kn}$$

$$Et \quad Rb = 56.30 - 30.63 = 25.67 \text{ Kn}$$

$$\Rightarrow R_b = 25.67 \text{Kn}$$

$(0 \leq x \leq 2.40)$

Effort tranchant: $T(x) = 30.63 - 16.143X$

Moment fléchissant : $M(x) = 30.63X - 16.143X^2/2$

(0 ≤ x ≤ 1.60)

Effort tranchant: T(x)=30.63 -38.74-10.972X

T(x)= -8.11-10.972X

Moment fléchissant : M(x)=30.63(2.4+X)-16.143(2.4)(1.2+X)-10.972(X)(X/2)

M(x)= -5.486 X² - 8.11X+27.02

La position du moment max se trouve dans l'intervalle : 0m≤ x≤2.4m

dM(X)/dX = T(x)=0 => x= 1.89 m

D'où Mmax=M(x=1.89)=29.06 KN.m

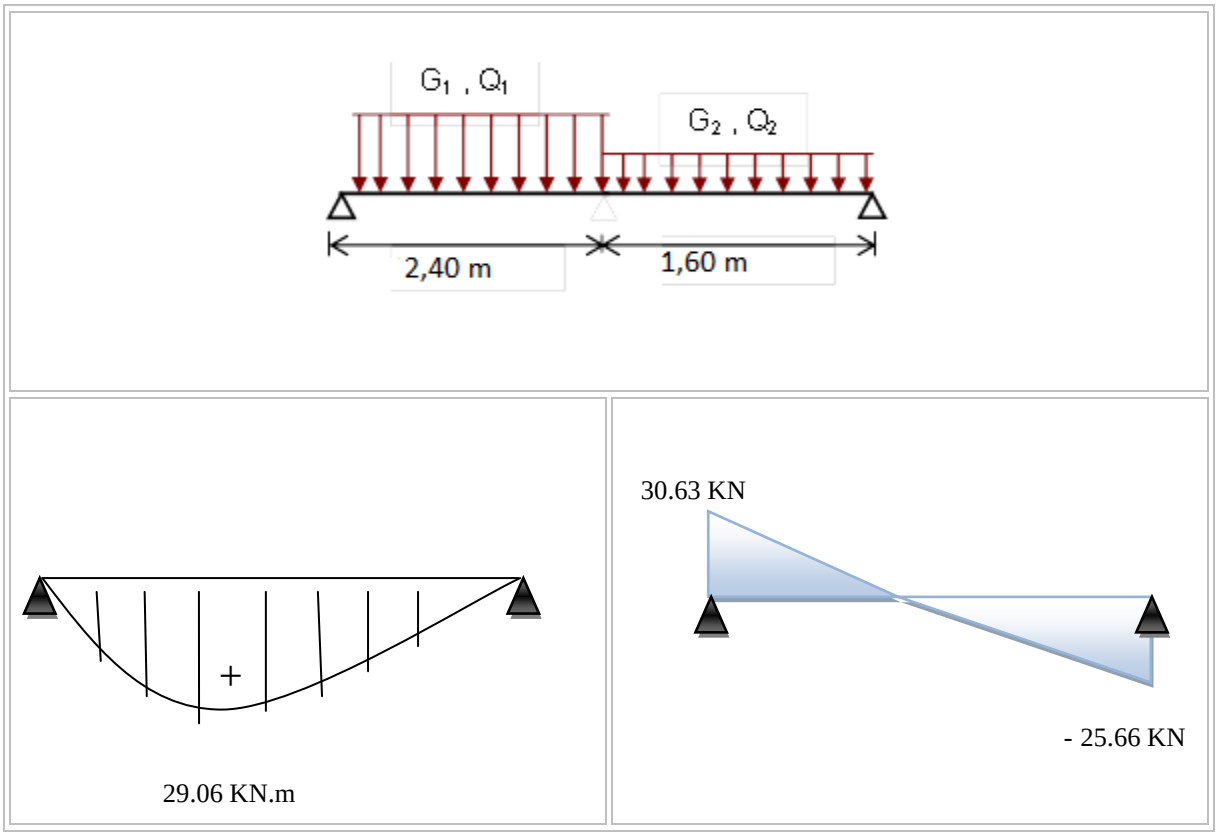


Figure 3-13 : Schéma statique à l'E.L.U.

III. 3.4.b. L'E.L.S:

$\sum F = 0$

$Ra+Rb= (11.68x\ 2.4) + (7.85x\ 1.6) =49.592kN$

$Ra+Rb =40.6\ kN$

$\sum M/B = 0$

$Ra \times 4 -11.68 \times 2{,}40 \times 2{,}8 - 7.85 \times 1.6 \times 0{,}8 = 0$

$\Rightarrow Ra =22.134\ KN$

$Et \quad Rb =40.6 - 22.13 = 18.47\ KN \qquad \Rightarrow R_b = 18.47Kn$

$(0 \leq x \leq 2.40)$

Effort tranchant: $T(x)=22.13 -11.68X$

$T(x=0)= 22.13\ KN$

$T(x=2.40)=-5.9$

Moment fléchissant : $M(x)=22.13\ X -11.68X^2/2$

$M(x=0)= 0$

$M(x=2.40)= 19.47$

$(0 \leq x \leq 1.60)$

Effort tranchant: $T(x)=22.13 -28.03-7.85X$

$T(x)= -5.9 -7.85X$

$T(x=0)= -5.9$

$T(x=1.60)= -18.46$

Moment fléchissant :

$M(x)= 22.13\ (2.4+X)- 11.68\ (2.4)\ (1.2+X)- 7.85\ (X)\ (X/2)$

$M(x)= -3.925\ X^2 -5.9X +19.47$

M(x=0)= 19.47

M(x=1.6)=0

La position du moment max se trouve dans l'intervalle : 0m≤ x≤2.4m

dM(X)/dX= T(x)=0 => x=1.89 m

D'où Mmax=M(x=1.89)= 20.96KN.m

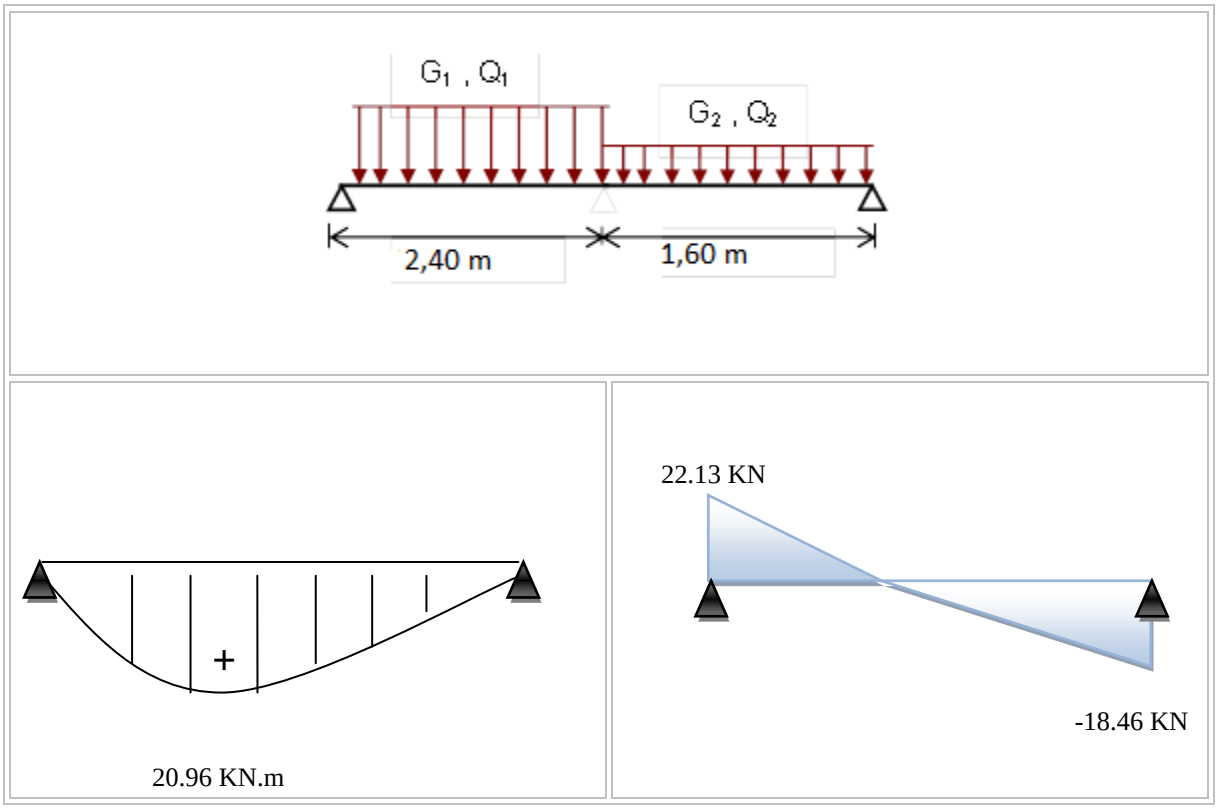


Figure 3-14 : Schéma statique à l'E.L.S.

III.3.5. Ferraillage des escaliers :

III.3.5.1. Calcul à l'E.L.U:

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur,

Tableau 3-22: les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d=13 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

En travée :

$Mt=0.85Mmax=0.85\times29.06=24.70KN.m$

$M_t^{max} = 24.70\ KN.m.$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc}.b.d^2} = \frac{24.70.10^6}{14.2\times1000\times130^2} = 0.102 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0.$$

$$\rightarrow \alpha = 0.1348 \ ; \beta = 0.946.$$

$$Donc : A_l = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{24.70.10^6}{0.946\times130\times348} = 5.77cm^2.$$

On choisit $A_l = 6HA12 = 6.78cm^2$.

En appuis :

$Ma=0.5Mmax=0.\ 5\times29.06=14.53KN.m$

$M_a^{max} = 14\ .53KN.m.$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc}.b.d^2} = \frac{14.53.10^6}{14.2\times1000\times130^2} = 0.0605 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0.$$

$$\rightarrow \beta = 0.969.$$

$$A_l = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{14.53.10^6}{0.969 \times 130 \times 348} = 3.41cm^2.$$

On choisit $A_l = 3\ HA12 = 3.39cm^2$; *esp = 20 cm.*

Tableau 3-23 : Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	24 .70	0.102	0.946	5.77	0	6HA12= 6.78
En appuis	14.53	0.0605	0.969	3.41	0	3HA12= 3.39

III.3.5 .2. Condition de non fragilité : [1]

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 7.92\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.5\ cm^2$ *(c.v)*

En appuis : $A = 3.39\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.5\ cm^2$ *(c.v)*

III.3.5 .3. Les armatures de répartition : [1]

Tableau 3-24 : Les armatures de répartition.

	A_x (cm^2)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695$	3 HA 10 = 2.35cm^2
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.847$	3HA 10= 2.35cm^2

III.3.5.4. Vérification de l'espacement : [1]

Tableau 3-25 : Vérification de l'espacement.

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	$S_t = b/6 = 100/6 = 16.66$ cm. On adopt: $S_t = 16.5$ cm. St=16.5 ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	$S_{tr} = 100/3 = 33.33$ cm. On adopt : S_{tr}=30cm St=30cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	→ $S_t = 100/3=33.33$ cm On adopt: → S_t=30 cm St=30cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm	→ $S_{tr} = 100/3=33.33$ cm On adopt: S_t=30 cm Str=30cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm

III.3.5 .5. Vérification de l'effort tranchant : [1]

On a: $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$.

$V_u = T_u^{max} = 28.04$ KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{28.04\times10^3}{1000\times130} = 0.186\,\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3.33\,\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.186\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$ (c.v)

III.3.5.6. Vérification à l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Tableau 3-26 : Vérification à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm^2)	**6.78**	**3.39**
M_{ser} (kN.m)	**17.81**	**10.58**
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y =$ **4.22**	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y =$ **3.16**
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I =$ **10344.93**	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I =$ **5975.39**
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	**15**	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y =$ **7.26**	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y =$ **5.737**
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Oui**	**Oui**

$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,MPa$

Moment en travée : Mt=0.85Mmax=0.85×20.96=17.816KN.m

Moment en appuis : Ma=0.5Mmax=0. 5×20.96=10.58KN.m

III.3.5 .7. Vérification de la flèche : [1]

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{400} = 0.0375 \geq \frac{46.41}{20 \times 54.6} = 0.042 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{100 \times 13} = 0.0052 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.n;v)$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$:

$$\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots si \quad L \geq 5m \end{cases}$$

Pour les flèches aux charges instantanées:

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

$$E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}} \quad = 31820.93 \ Mpa$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)} = 5$$

$$\rho = \frac{A}{b.d}$$

$$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$$

$$\sigma_s = \frac{Mser}{As * d}$$

Pour les flèches aux charges de longues durées:

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

$$E_v = \frac{1}{3} E_i \quad = 10606.98 \text{ Mpa}$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i \quad = 2$$

Détermination de l'axe neutre:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 8.29 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I_0 = 31317.27 cm^4$$

Tableau 3-27 : Vérification de la flèche de l'escalier.

A (cm²)	M (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
6.78	17.81	0.0052	348	0.606	8.29	31317.27
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
8548.13	15573.68	10.47	17.25	6.78	8	Oui

III.3.6.Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h)

III.3.6.1.Pré dimensionnement :

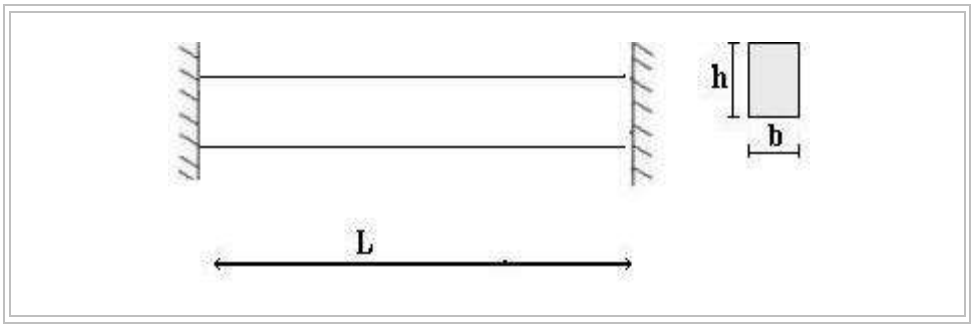


Figure 3-15: Dimensionnement de la poutre palière.

b: largeur de la base de la poutre.

h: hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré dimensionnement de la poutre palière est donné par les formules empiriques suivantes:

(Portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10 [1]

0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont:

h ≥ 30cm

b ≥ 20 cm [2]

h/b ≤ 4

bmax ≤ 1.5+b1

Tableau 3-28 : pré dimensionnement de la poutre palière.

Poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}= 4.30 m ⇒28.67cm ≤ h ≤43cm on adopte h = 30cm ⇒cm8.6 ≤ b ≤28cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.33< 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.0697) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 30cm ; b = 30 cm

III.3.6.2. Evaluation des charges :

Les réactions d'appuis de l'escaler (au niveau de la poutre palière):

E.L.U: R_A*=33.63/4.3= 7.82 KN/m*

E.L.S: R_A*=22.13/4.3= 5.15 KN/m*

Poids propre de la poutre:

p_p*=(0,3*0,3)*25* ➔ p_p*=2,25 KN/ml*

Poids propre de la double cloison :

G_P *= 2.4x2.76= 06.62kN/ ml.*

P_u *= 1.35 (2.25+06.63) + 7.82 = 19.80 KN/ml.*

P_{ser} *= (2.25+06.63) +5.15= 14.03 KN/ml.*

III.3.6.3. Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

$$R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$$

$$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$$

$$M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$$

Tableau 3-29: Les efforts agissants sur une poutre palière.

Niveau	Ra(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	42.57	30.50	15.25
ELS	30.16	21.61	10.80

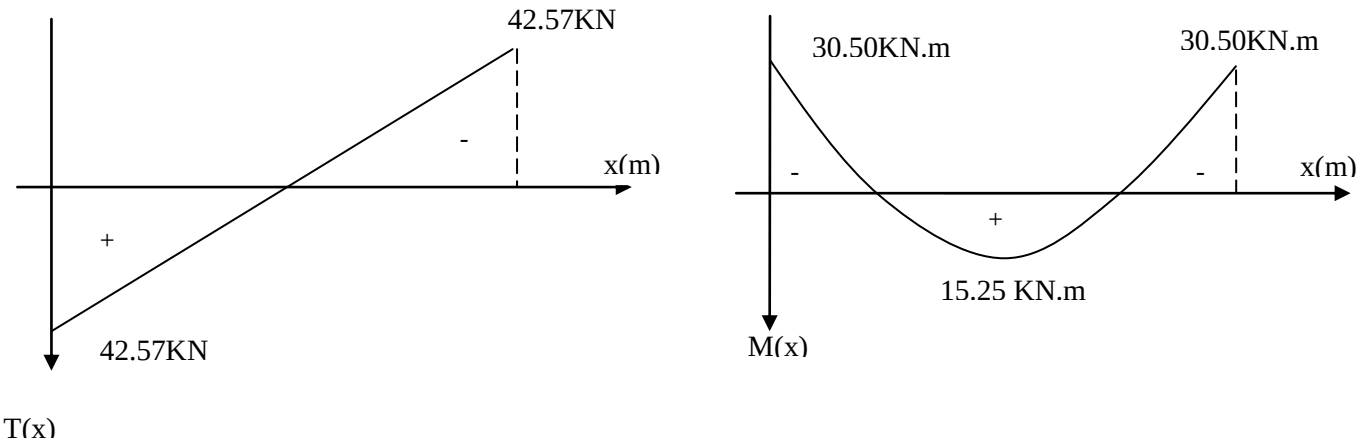


Figure 3-16 : Diagramme des sollicitations de poutre palière à l'E.L.U.

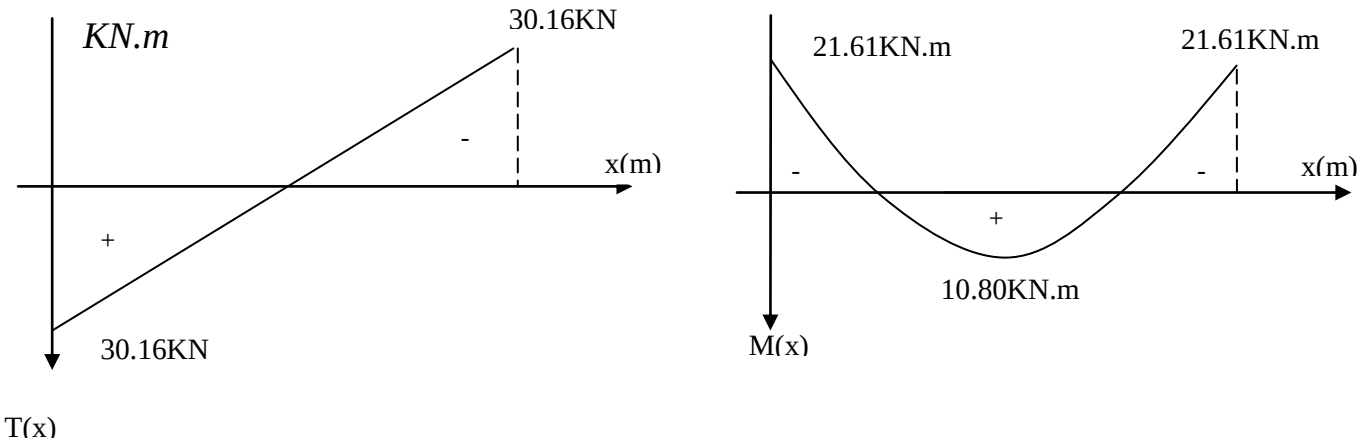


Figure 3-17 : Diagramme des sollicitations de poutre palière à l'E.L.S.

III.3.6.4. Ferraillage de la poutre palière :

Tableau 3-30 : les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 3 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 30 cm	h= 30cm	d=27 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau 3-31 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière.

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	15.25	0.002	0.999	1 .62	0	3HA12=3.39
En appuis	30.50	0.004	0.998	3.25	0	3HA12=3.39

III.3.6.4.A. Condition de non fragilité : [1]

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0.9cm^2$ *(c.v)*

En appuis : $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0.9cm^2$ *(c.v)*

III.3.6.4. B. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{35.90 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.443\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.443\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad (c.v)$$

III.3.6.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = Min\left[b - c - 2; 0.9d\right] = Min\left[25\,cm; 24.3\,cm\right] = 24.3cm$$

$$V_u = 35.90\,KN \leq 0.4\left(\frac{25x1000}{1.5}\right) \times 0.3 \times 0.243 = 486KN \quad \ldots\ldots (c.v)$$

III.3.6.4.D. Vérification au voisinage de l'appui: [1]

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s} \qquad \frac{2 \times 35.90 \times 10^3}{300 \times 250} = 0.957 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \ldots\ldots (c.v)$$

$$A = 3.39\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s.V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 35.90 \times 10^3}{400} = 1.03cm^2 \ldots\ldots (c.v)$$

III.3.6.4.E. Armatures transversales: [1]

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 0.86\,\text{cm}\,;\ \varphi_l = 16\,\text{mm};\frac{b_0}{10} = 3\,\text{cm}\right]$$

$$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 0.86\,\text{cm}$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0.5\,\text{cm}^2$$

Donc on adoptera: $A_t = 2\ T\ 8 = 1\ cm^2$.

III.3.6.4.E.1. Vérification du R.P.A 99: [2]

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

$$S_t \le \overline{S}_t = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 7.5\,\text{cm}\,;12\varphi_t = 9.6\,\text{cm}\right]$$

$$\begin{cases}\overline{S}_t = 7.5\,\text{cm} & (\text{zone nodale})\\ \overline{S}_t = 15\,\text{cm} & (\text{zone courante})\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases}S_t = 7\,\text{cm} & (\text{zone nodale})\\ S_t = 15\text{cm} & (\text{zone courante})\end{cases}$

On a $A_t = 1\ cm^2$.

$$S_t = 7\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 1\,\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.525\,\text{cm}^2$$

$$S_t = 15\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 1\,\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.125\,\text{cm}^2$$

$S_t < \overline{S}_t$ *Pour les deux zones*

Pour la zone courante $A < A_{min}$, *donc on retiendra* A_t *=3 T 8 = 1.5 cm².*

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \ge \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k\right)}{0.9.\,f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)} \qquad [1]$$

Avec : $k = 1$ *(flexion simple)* ; $\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{1.5\times10^2}{300\times70}=0.007\geq\frac{1.15(0.44-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=1.225.10^{-4}\ldots(c.v)$

Zone courante: $\frac{1.5\times10^2}{300\times150}=0.003\geq\frac{1.15(0.44-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=1.225.10^{-4}\ldots(c.v)$

$A_t\geq A_{min}=\frac{0.4.b_0.S_t}{f_e}$ *[1]*

Zone nodale: $A_t=1.5\,cm^2\geq A_{min}=\frac{0.4\times300\times70}{400}=0.21cm^2$ *... (c.v)*

Zone courante: $A_t=1.5cm^2\geq A_{min}=\frac{0.4\times300\times150}{400}=0.45\,cm^2$ *.... (c.v)*

III.3.6.4.F. Vérification à l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$\sigma_b\leq\overline{\sigma}_b$ $\quad\overline{\sigma}_b=0.6.f_{c28}=0.6\times25=15\,MPa$

Tableau 3-32 : Vérification à l'E.L.S.

	En travées	En appuis
A (cm^2)	**3.39**	**3.39**
M_{ser}(kN.m)	**10.80**	**21.61**
Y (cm)	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0\Rightarrow y=$ **8.64**	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0\Rightarrow y=$ **8.64**
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2\Rightarrow I=$ **25515.78**	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2\Rightarrow I=$ **25515.78**
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	**15**	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=$ **4.14**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=$ **8.29**
$\sigma_b\leq\overline{\sigma}_b$	**c.v**	**c.v**

III.3.6.4.G. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau 3-33: vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière.

1^{ere} condition	2^{eme} condition
$h/L \geq Mt/(10\ Mo)$	$\rho \leq 4.2/fe$
$h/L = 0.3 / 4.30 = 0.07$ $Mt/(10\ Mo) = 0.033$	$\rho = A/(bo*d) = 3.39/(30*27) = 0.004$ $4.2/fe = 4.2 / 400 = 0.01$
c.v	c.v

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche

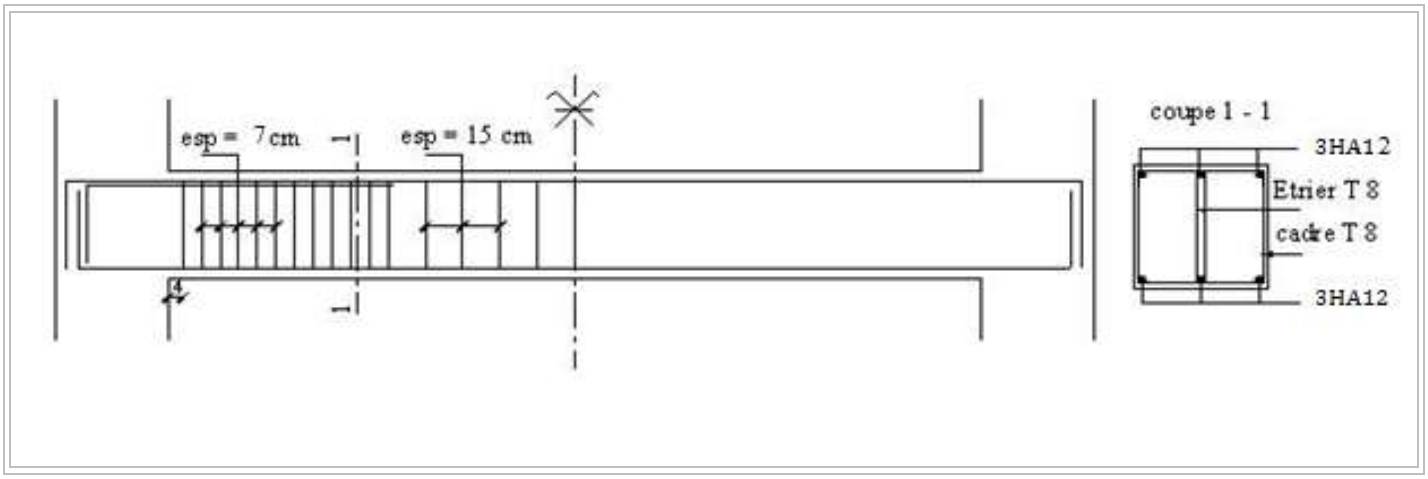


Figure 3-18 : ferraillage de la poutre palière

III.4. Calcul des dalles pleines:

III.4.1. Définition:

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

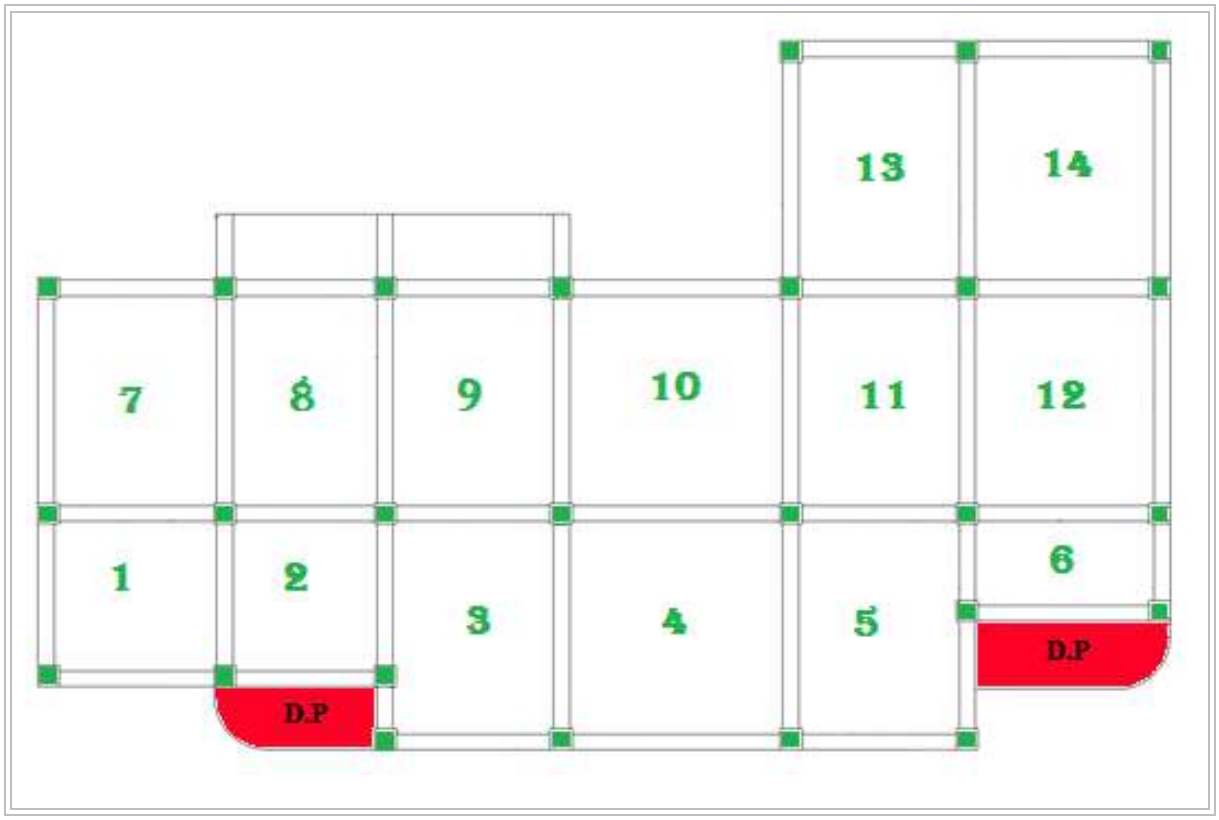


Figure 3-19: disposition des dalles pleines.

III.4.2. Méthode de calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- *Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.*

- *Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.*

- *Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.*

- *L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.*

III.4.2.1. Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

T_{ext} = *P. f (cas d'une charge concentrée).*

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ *(cas d'une charge répartie).*

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

$T_{int} = M. L . \theta.$

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ *: Angle de rotation.*

III.4.3. Position des lignes de rupture:

❖ **Calcul par la méthode des lignes de rupture :**

III.4.3.1. Cas d'une dalle reposant sur 2 appuis :

On suppose que la dalle est semi encastrée niveau des appuis, ayant un renforcement isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes). C'est-à-dire: $M_{ax}=M_{ay}=0.5M$. $M_{tx}=M_{ty}=M$

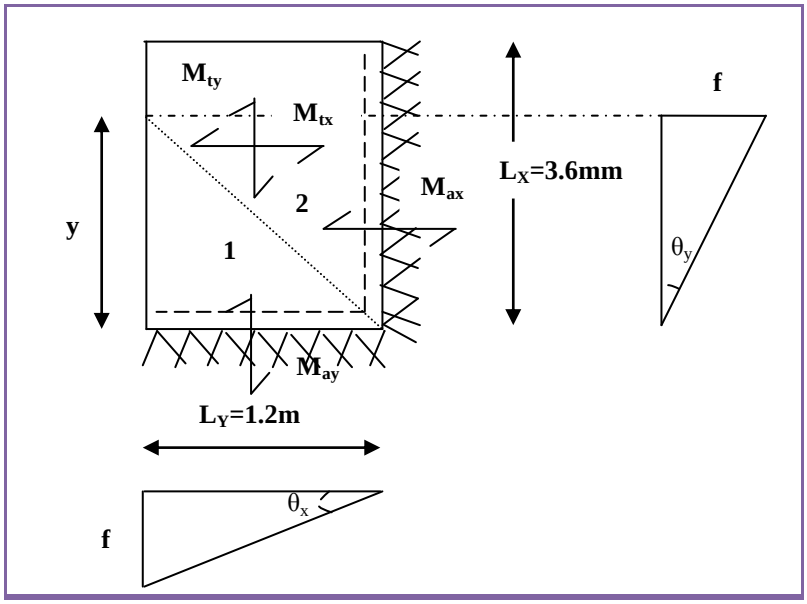


Figure 3-20 : Dalle pleine.

Tableau 3-34 : Travail externe.

éléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge qu
1	0,6.y	f/3	$0.2.y.f.q_u$
2	1,2.(3,6-y)	f/2	$(2,16-0.6.y).f.q_u$
3	0,6.y	f/3	$0.2.y.f.q_u$
Σ			$(2.16 – 0.2y)\ q_u.f$

Tableau 3-35 : Travail interne.

éléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	rotation (θ)	travail interne =M.L.θ
1	+	M	1,2	f/y	1,2.M.f/y
	-	0.5M	1,2	f/y	0,6.M.f/y
2	+	M	3,6	f/1,2	3,00.M.f
	-	0.5M	3,6	f/1,2	1,5.M.f
				Σ	$\left(\frac{1,8}{y}+4,5\right)M.f$

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne : (Σ Text= Σ Tint)

$$(2.16-0.2y)\,q_u.f=\left(\frac{1,8}{y}+4,5\right)M.f$$

$$q(y)=\frac{M\left(\frac{1,8}{y}+4,5\right)}{(2.16-0.2y)} \qquad M=qu.\frac{(2.16-0.2y)}{\left(\frac{1,8}{y}+4,5\right)}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport à " y ".

$$\frac{dq}{dy}=0\Rightarrow 0,9\,y^2+0,72\,y-3,88=0\Rightarrow y=1,71\,m$$

$$\frac{dM}{dy}=0 \Longrightarrow y=1.71\ m$$

Donc :

$$\begin{cases} M_u=0.32\,q_u \\ M_{ser}=0.32\,q_{ser} \end{cases}$$

$$\begin{cases} qu = 1{,}35*5.15+1{,}5*3.5 = 12.20 \ KN \\ qser = 5.15+3.5 = 8.65 \ KN \end{cases} \qquad \begin{cases} M_u = 3.90 \ KN.m \\ M_{ser} = 2.77 \ KN.m \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_{u\,t} = 3.90 \ \ KN.m \\ M_{ser\,t} = 2.77 \ \ KN.m \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} M_{u\,a} = 0.5*3.90 = 1.95 \ KN.m \\ M_{ser\,a} = 0.5*2.77 = 1.385 \ KN.m \end{cases}$$

III.4.3.1.1 Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau 3-36 : Les données.

f_{c28}	25 MPa	h	15 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	12.4 cm
f_e	400 MPa	c	2 cm
$\sigma_{b\,adm}$	14.2 MPa	c'	2 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

On a $l_x / l_y = 3{,}6/1{,}2 = 3 > 0.4$ *donc la dalle travaille suivant les deux directions*

Hauteurs utiles:

Tel que: $\mu = \dfrac{M_u}{\sigma_b . b . d^2}$ *et* $A = \dfrac{M_u}{\sigma_s . d . \beta .}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau 3-37: Calcul des sections d'acier de la dalle.

	sens	M_u (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	espacement	sens	A_{rep} (cm^2)	espacement
En travée	y	3.42	0.76	0.00	1.50	4HA10	25	x	3HA10	30
En appuis	y	1.76	0.38	0.00	1.50	4HA10	25	x	3HA10	30

-Vérification de l'espacement:

$$S_{T1} \leq Min \begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases}$$

$$\text{Soit: } \begin{cases} St1 = 25\ cm & < 33\ cm \\ St2 = 30\ cm \end{cases}$$

III.4.3.1.2 Vérification de l'ELS :

En travée : $M_{tx} = M_{ty} = = 2.77$ KN.m

Aux appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 1.385$ KN.m

Vérification : $M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.2\ M_x$ [1] $\Rightarrow 2.77 + \frac{1.385 + 1.385}{2} = 4.16 > 3.32$

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

Vérification de l'effort tranchant :

$$V = \frac{qu.L}{2} = 21.96KN\ ;$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b_0 \cdot d} = 0.177MPa \qquad [1]$$

$$\overline{\tau_u} = 0.07 f_{cj} / \gamma_b = 1.16MPa \quad \rightarrow \quad \boxed{\tau_u \leq \overline{\tau_u}} \qquad (c.v)$$

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

III.5. Etude de la dalle machine :

III.5.1.Introduction:

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement par sa cabine et sa machinerie.

Notre immeuble est constitué de deux cages d'ascenseurs de caractéristiques identiques (donc il suffit d'étudier une seule), de vitesse d'entraînement

V= (1m/s), la surface de la cabine est de 1,08m² (1,00 x1,08).

III.5.2. Pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

***Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{100}{50} \leq e \leq \frac{100}{40} \quad \ldots\ldots\ldots[3]$$

Alors : 2≤e≤2,5 cm

*On prend : **e=25cm***

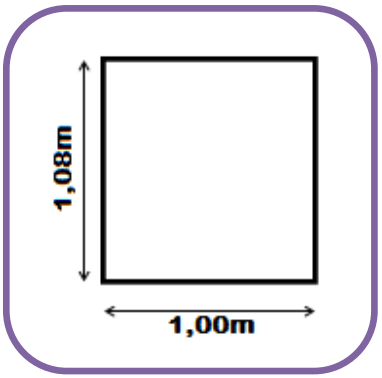


Figure 3-21 : Dimensions de la dalle machine.

***Condition de l'E.N.A :**

*L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : **e=25cm**.*

III.5.3. Détermination des charges et surcharges

Charges permanentes :

Poids de la dalle machine supportée……50,00kN/m²

Poids propre de la dalle……0,25x25=6,25kN/m²

G=56,25kN/m

Surcharge d'exploitation : *L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de :* $\mathbf{Q=5kN/m^2}$

III.5.4. Combinaison des charges

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=83,44kN/m^2$

E.L.S : $q_{ser}=G+Q=61,25kN/m^2$

III.5.5. Calcul des efforts [3]

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de " ρ " :

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,00}{1.08} = 0,92 \leq 1$$

$\Rightarrow$*La dalle travail dans les deux sens.*

$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$

$* M_y = \mu_y M_x$

E.L.U :

$\mu_x = 0,0437 \quad \Rightarrow M_x = 3,65\ KN.m$

$\mu_y = 0,8251 \quad \Rightarrow M_y = 3,09\ KN.m$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

Moments en travées : $M_{tx}=0,85M_x=3.09\ kN.m$

$M_{ty}=0,85M_y=2.56kN.m$

Moments sur appuis:

$M_{ax}=0,3M_x=1.09\ kN.m$

$M_{ay}=0,3M_y=0.93\ KN.m$

$M_a=Max(M_{ax}\ ;\ M_{ay})=1.09\ kN.m$

III.5.6. Ferraillage de la dalle

Le ferraillage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h)=(100x25)cm^2 qui travaille en flexion simple.

III.5.6.1. Ferraillage en travée

Dans le sens « L_x » :

On a: b=100cm ; h=25cm ; d=0,9h=22.5cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348MPa

Tableau 3.38. Résultats de ferraillage en travée (sens L_x).

M_{tx}(kNm)	μ	A'_s(cm^2)	α	Z(cm)	A^{cal}_s(cm^2)	Choix	A^{adp}_s(cm^2)
3.09	0.0043	0	0.0054	22.45	0.39	4HA10	3.14

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25cm \prec Min(4h;45cm) = 45cm.....vérifée$$

Dans le sens « L_y » :

On a : b=100cm ; h=25cm ; d=d_x-Ø$_x$=21,5cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348MPa

Tableau 3.39. Résultats de ferraillage en travée (sens L_y).

M_{ty}(kNm)	μ	A'_s(cm^2)	α	Z(cm)	A^{cal}_s(cm^2)	Choix	A^{adp}_s(cm^2)
2.56	0.0036	0	0.0045	22.46	0.33	4HA10	3.14

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25cm \prec Min(4h;45cm) = 45cm.....vérifée$$

III.5.6.2. Ferraillage sur appui

On a :

b=100cm ; h=25cm ; d=22,5cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348MPa

Tableau 3.40. Résultats de ferraillage sur appuis.

M_a(kNm)	μ	A'_s(cm^2)	α	Z(cm)	A^{cal}_s(cm^2)	Choix	A^{adp}_s(cm^2)
1,09	**0.0015**	**0**	**0.0019**	**22.48**	**0.14**	**4HA10**	**3.14**

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{4} = 25cm \prec Min(3h;33cm) = 33cm(sens\ x-x) & .....vérifiée \\ \frac{100}{4} = 25cm \prec Min(4h;45cm) = 45cm(sens\ y-y) & .....vérifiée \end{cases}$$

III.5.7. Calcul des armatures transversales [3]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \tau_u = 0{,}05.f_{c28}$$

$$T_x = \frac{q_u.L_x.L_y}{2.L_x.L_y} = 41{,}72\ KN$$

$$T_y = \frac{q_u.L_x}{3} = 27{,}81\ KN$$

$$T_u max = Max(T_x, T_y) = 41{,}72\ KN$$

$$\tau_u = \frac{41{,}72.10^3}{1000.225} = 0{,}185 \leq \tau_u = 1{,}25\ MPa$$

III.5.8. Vérification à L'E.L.S

Vérification des contraintes :

Béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

Acier :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I}(d - y) \leq \overline{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe; 150\eta\right) = 240MPa$$

Avec :

η*=1,6 pour HA ; fe=400MPa,* q_{ser}*= 61,25 KN/m*^{2}

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1{,}00}{1.08} = 0{,}92$$

$$M_x = \mu_x . q_{ser} . L_x^2$$

$$M_y = \mu_y . M_x$$

E.L.S:

$$\mu_x = 0{,}0509 \quad \Rightarrow \quad M_x = 3{,}12\ KN.m$$
$$\mu_y = 0{,}8799 \quad \Rightarrow \quad M_y = 2{,}74\ KN.m$$

Moments en travées :

M_{tx}*=0,85*M_x*=2.65KN.m*

M_{ty}*=0,85*M_y*=2.33KN.m*

Moments sur appuis :

M_a*=Max (0,3*M_x *;0,3* M_y*)=0.94 kNm*

Détermination de la valeur de " y " :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y-c') - nA_s(d-y) = 0 \qquad avec: \quad n = 15$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d-c')^2 + nA_s(d-y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 3.41. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

		$M_t(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc} MPa	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	σ_s MPa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
Travée	(xx)	2.65	3.14	2.73	4697.368	1.44	C.V	85.29	C.V
	(yy)	2.33	3.14	2.73	4697.368	1.26		74.97	
Appuis		0.94	3.14	2.73	4697.368	0.45		26.82	

Vérification de la condition de non fragilité [3] :

h=25cm ; b=100cm

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b.h = 2{,}2\ cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 . b.h = 2cm^2 \end{cases}$$

$$Avec: \begin{cases} \rho_0 = 0{,}8\text{‰} & pour\ les\ barres\ à\ haute\ adhérence \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0{,}92 \end{cases}$$

Sens $L_{x\text{-}x}$:

Sur appuis : A_x=3,14cm²/ml>2,2cm² ……vérifiée

En travée : A_x=3,14cm²/ml>2,2cm² ……vérifiée

Sens L_{y-y} :

Sur appuis : A_y=3,14cm^2/ml >2 cm^2……vérifiée

En travée : A_x=3,14cm^2/ml >2 cm^2……vérifiée

Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

D'après [4]
$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20.M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}25 \geq 0{,}0425 \\ 0{,}25 \geq 0{,}028 \text{ à } 0{,}037 \\ 1{,}395.10^{-3} \leq 5.10^{-3} \end{cases}$$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- *Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.*
- *Assurer une transmission directe des charges aux fondations.*
- *Minimiser les effets de torsion.*

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- ✓ *Le centre de Masse*
- ✓ *Le centre de Torsion*

IV.2.1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- ➢ W_i *: Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré*

- *X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.*
- *X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global*

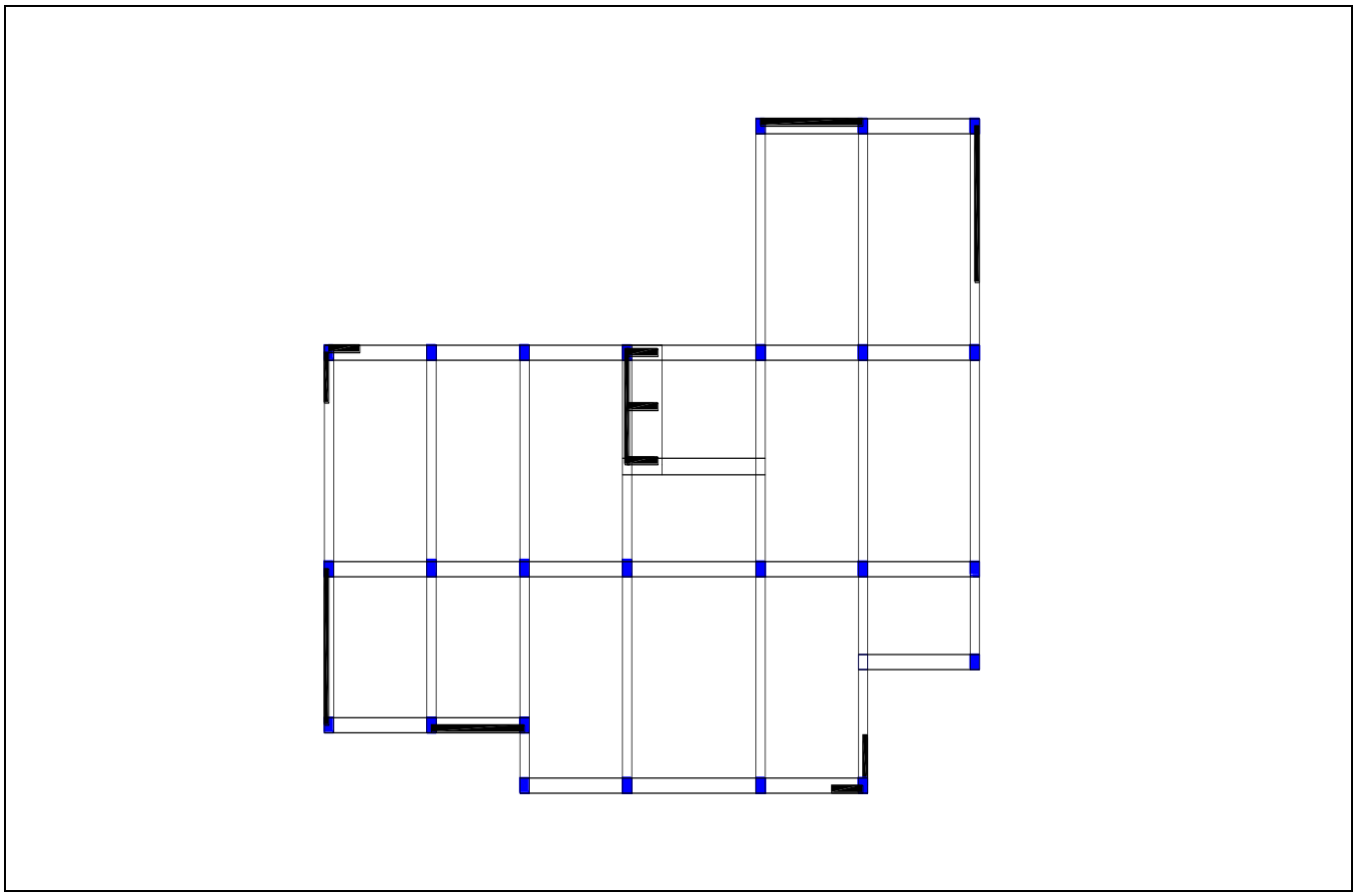


Figure 4-1 : disposition des voiles.

Tableau 4-1 : Calcul du centre de masse.

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
+27.54	1379,84	15550.79	7809.89	11.27	5.66
+24.48	1129,15	12736.81	6266.78	11.28	5.55
+21.42	1129,15	12736.81	6266.78	11.28	5.55
+18.36	1129,15	12736.81	6266.78	11.28	5.55
+15.30	1129,15	12736.81	6266.78	11.28	5.55
+12.24	1129,15	12736.81	6266.78	11.28	5.55
+9.18	1129,15	12736.81	6266.78	11.28	5.55
+6.12	1129,15	12736.81	6266.78	11.28	5.55
+3.06	1129,15	12736.81	6266.78	11.28	5.55

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- *Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.*
- *Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.*

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x *et* I_y *: Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).*
- X_i, Y_i *: coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.*
- X_T, Y_T *: coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.*

Il est rappelé que :

- *Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;*
- *Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.*
- *Les inerties sont calculées par les formules suivantes :*
  - ♦ *Pour les poteaux :*

$$I_X = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_Y = \frac{hb^3}{12}$$

  - ♦ *Pour les voiles pleins :*

$$I_X = \frac{L.e^3}{12}$$

$$I_Y = \frac{e.L^3}{12}$$

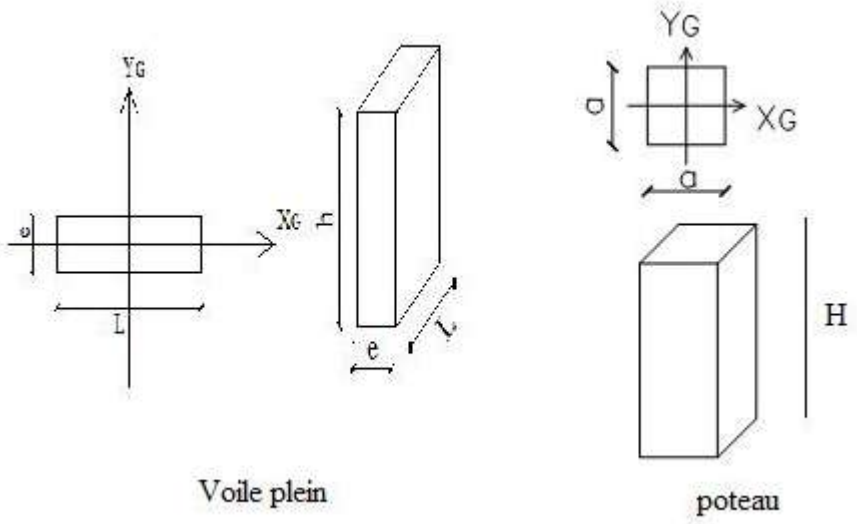


Figure 4-2 : Inerties des voiles et des poteaux.

Tableau 4-2 : Calcul du centre de torsion.

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	$\sum I_{Yi} * X_i$	$\sum I_{Xi} * Y_i$	X_I(m)	Y_I (m)
+27.54	16834,72	51352,83	556664,67	119021,47	10,84	7,07
+24.48	13936,22	41355,41	447465,53	98529,07	10,82	7,07
+21.42	13936,22	41355,41	447465,53	98529,07	10,82	7,07
+18.36	13936,22	41355,41	447879,09	97832,26	10,83	7,02
+15.30	13936,22	41355,41	447879,09	97832,26	10,83	7,02
+12.24	13936,22	41355,41	447879,09	97832,26	10,83	7,02
+9.18	13936,22	41355,41	447879,09	97135,45	10,83	6,97
+6.12	13936,22	41355,41	447879,09	97135,45	10,83	6,97
+3.06	13936,22	41355,39	447878,87	97135,45	10,83	6,97

IV.2.3. Excentricité :

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G|$$
$$E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité théorique.

	Direction : X			Direction : Y		
Niveau (m)	X_G(m)	X_I(m)	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G(m)	Y_I(m)	$E_{y\ Théo}$ (m)
+27.54	11,27	10,84	0,43	5,66	7,07	1,41
+24.48	11,28	10,82	0,46	5,55	7,07	1,52
+21.42	11,28	10,82	0,46	5,55	7,07	1,52
+18.36	11,28	10,83	0,45	5,55	7,02	1,47
+15.30	11,28	10,83	0,45	5,55	7,02	1,47
+12.24	11,28	10,83	0,45	5,55	7,02	1,47
+9.18	11,28	10,83	0,45	5,55	6,97	1,42
+6.12	11,28	10,83	0,45	5,55	6,97	1,42
+3.06	11,28	10,83	0,45	5,55	6,97	1,42

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ *5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).*
- ✓ *Excentricité théorique résultant des plans.*

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 4-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle.

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
+27.54	20,8	13,1	1,04	0,66
+24.48	20,8	13,1	1,04	0,66
+21.42	20,8	13,1	1,04	0,66
+18.36	20,8	13,1	1,04	0,66
+15.30	20,8	13,1	1,04	0,66
+12.24	20,8	13,1	1,04	0,66
+9.18	20,8	13,1	1,04	0,66
+6.12	20,8	13,1	1,04	0,66
+3.06	20,8	13,1	1,04	0,66

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle :

[RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau 4-5 : Calcul de l'excentricité totale.

	Direction : X			Direction : Y		
Niveau (m)	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$
+27.54	0,43	1,04	1,47	1.41	0,66	2.07
+24.48	0,46	1,04	1,5	1.52	0,66	2.18
+21.42	0,46	1,04	1,5	1.52	0,66	2.18
+18.36	0,45	1,04	1,49	1.47	0,66	2.13
+15.30	0,45	1,04	1,49	1.47	0,66	2.13
+12.24	0,45	1,04	1,49	1.47	0,66	2.13
+9.18	0,45	1,04	1,49	1.42	0,66	2.08
+6.12	0,45	1,04	1,49	1.42	0,66	2.08
+3.06	0,45	1,04	1,49	1.42	0,66	2.08

IV. 3. Choix de la méthode de calcul

IV. 3 .1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- *Méthode statique équivalente*
- *Méthode dynamique modale spectrale*

Pour le premier bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'ROBOT'.

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) ➔ *A = 0,25.*

b. facteur de correction d'amortissement η:

$$\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- *les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,*
- *Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.*
- *Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.*

Donc :

D'après le RPA99 version 2003 art4.2.3 tableau 4.1 on a :

Nous avons une structure mixte - voiles et portiques - donc le coefficient R est égale : R = 5

d. facteur de qualité Q : [RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau 4-6 : détermination du facteur de qualité Q du bloc.

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}1 = 1{,}15$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}1 = 1{,}15$$

e. périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3.}$$

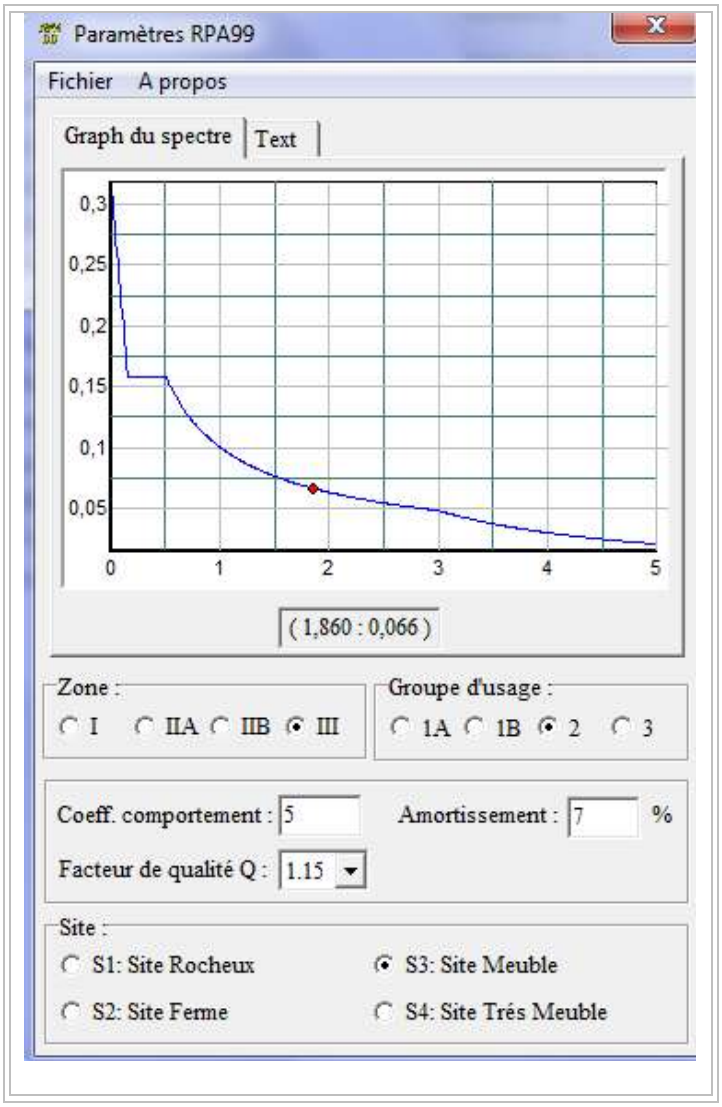


Figure 4-3 : Spectre de réponse

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- *Vérification de comportement pour les trois premiers modes*
- *Vérification de participation massique*
- *Vérification des périodes*
- *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul*
- *Vérification de la stabilité au renversement*
- *Vérification de déplacement*
- *Vérification vis à vis de l'effet P-Δ*

IV.4.1. Vérification de comportement des trois premiers modes:

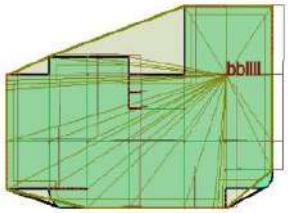
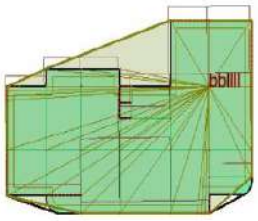
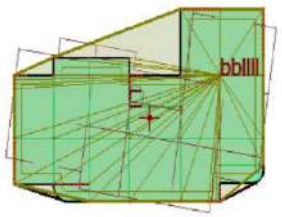
Mode 1	Mode 2	Mode 3
		

Figure 4-4 : Le comportement des trois premiers modes.

Tableau 4-7 : Le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant l'axe x	translation pure suivant l'axe y	rotation pure autour de l'axe z

IV. 4.2. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau 4-8: Coefficient de participation massique.

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Autour de z
01	0,59	68,22	0,96	0,00
02	0,52	69,11	69,3	0,00
03	0,39	69,22	69,94	0,01
04	0,15	84,68	70,97	0,02
05	0,14	85,91	85,91	0,03
06	0,1	86,01	86,36	0,04
07	0,07	86,03	86,36	3,05
08	0,07	91,26	87,3	3,06
09	0,07	92,36	92,09	3,06
10	0,06	92,36	92,12	3,46

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, où le coefficient de participation massique atteint les 90% (x et y) qu'après le 9ème mode.

IV. 4.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- *T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :*

$T=0.09*h_N/\sqrt{D}$

- *D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.*
- h_N *: hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)*

Tx=0.543 s

Ty=0.684 s

Tableau 4-9 : vérification des périodes.

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.54	0.59	0.70	c.v
Y	0.68	0.59	0.88	c.v

IV. 4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

Donc: il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$.

a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone

A = 0,25

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) $\rightarrow \eta = 0{,}882$

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n/\sqrt{D}$ *[RPA99 version 2003 Art 4.2.4]*

Dx = Dy = $2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}$ ***=1.97***

R : coefficient de comportement global de la structure

R = 5

Q : facteur de qualité

$Q_x=Q_y=1.15$

W : poids total de la structure

$$W=\sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0.2$ *tableau 4.5*

$W=$ *11343.98 kN*

Tableau 4-10 : Calcul de la force sismique (M.S.E).

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	1.97	1.97	5	1.15	1.15	11343.98	1284.99	1284.99

Tableau 4-11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	1284.99	1120.19	1027.99	c.v
Y	1284.99	1210.27	1027.99	c.v

IV. 4.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x}=\sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix}$ $M_{0y}=\sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy} *: la force distribuée en hauteur suivant X et Y*
- h_i *: la hauteur de l'étage par rapport à la base 0*

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = X_G.Wi$, $MtY = Y_G.Wi$

Avec :

- X_G , Y_G *: les coordonnées du centre de gravité de la structure*
- *Wi : la masse de plancher dans chaque niveau*

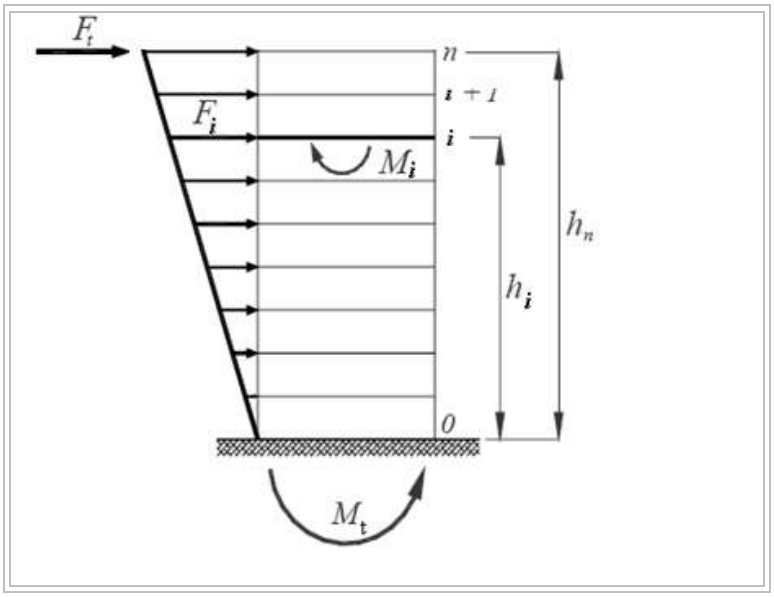


Figure 4-5 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV. 4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a:

- $TX = 0{,}54s \rightarrow F_{tx} = 0$
- $TY = 0{,}68\ s \rightarrow F_{ty} = 0$

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V_X - F_{tx}) = \alpha_x.(V_X - F_{tx})$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V_Y - F_{ty}) = \alpha_Y.(V_Y - F_{ty})$$

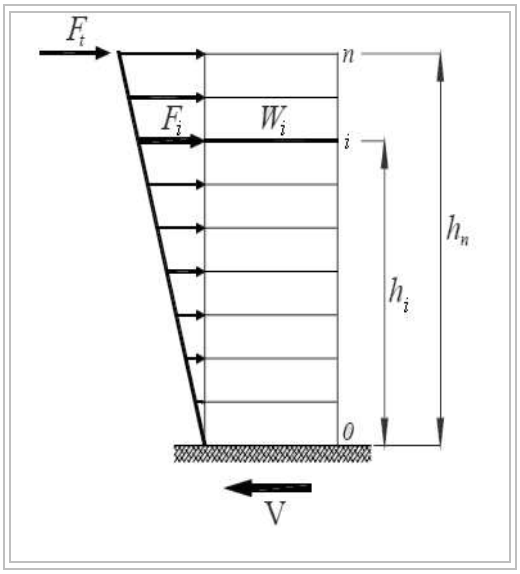


Figure 4-6 : Distribution des forces sismiques.

$V_x - F_{tx}$ =1120,19 KN

Tableau 4-12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
+27.54	1379,84	38000.79	0,234	262,124
+24.48	1129,15	27641.59	0,170	190,433
+21.42	1129,15	24186.39	0,149	166,908
+18.36	1129,15	20731.19	0,128	143,384
+15.30	1129,15	17275.99	0,106	118,741
+12.24	1129,15	13820.79	0,085	95,216
+9.18	1129,15	10365.59	0,064	71,692
+6.12	1129,15	6910.39	0,043	48,168
+3.06	1129,15	3455.19	0,021	23,524
SOMME		162387.91	1	1120.19

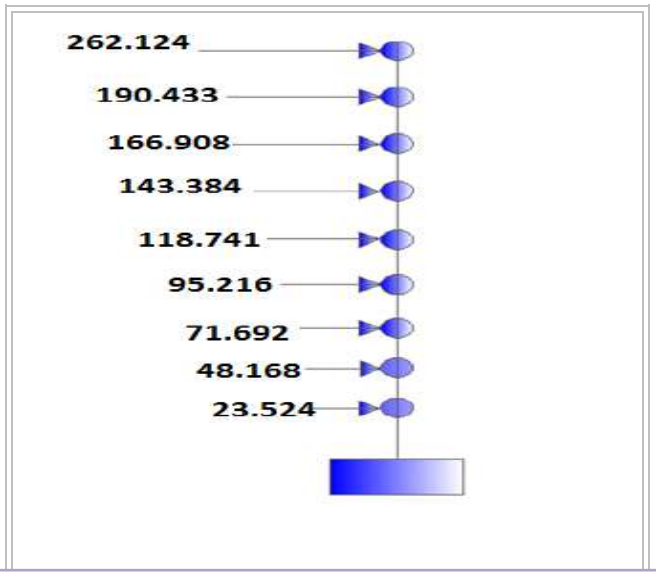


Figure 4-7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

$V_Y - F_{ty} = 1210,27 \ kN$

Tableau 4-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{iy} (kN)
+27.54	1379,84	38000.79	0,234	283,203
+24.48	1129,15	27641.59	0,170	205,745
+21.42	1129,15	24186.39	0,149	180,330
+18.36	1129,15	20731.19	0,128	154,915
+15.30	1129,15	17275.99	0,106	128,289
+12.24	1129,15	13820.79	0,085	102,873
+9.18	1129,15	10365.59	0,064	77,457
+6.12	1129,15	6910.39	0,043	52,042
+3.06	1129,15	3455.19	0,021	25,416
SOMME		162387.91	1	1210.27

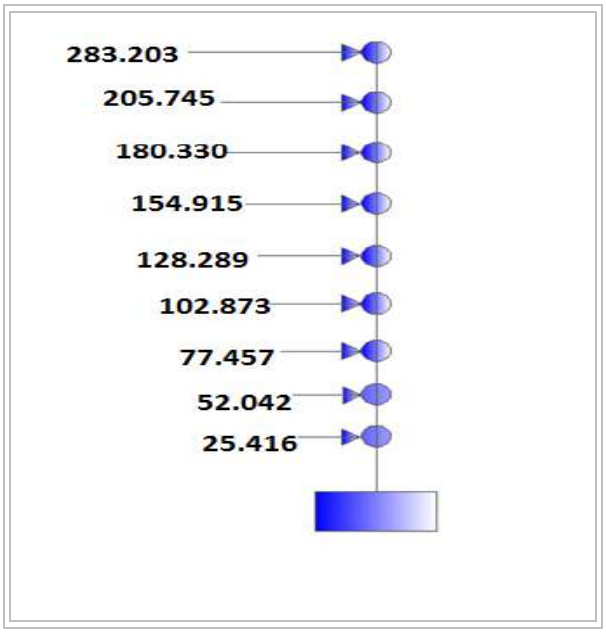


Figure 4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.

IV. 4.5.2. Moment de renversement :

Tableau 4-14 : calcul du moment de renversement.

hi (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+27.54	262,124	283,203	7218,894	7799,410
+24.48	190,433	205,745	4661,799	5036,637
+21.42	166,908	180,330	3575,169	3862,668
+18.36	143,384	154,915	2632,530	2844,239
+15.30	118,741	128,289	1816,737	1962,821
+12.24	95,216	102,873	1165,443	1259,165
+9.18	71,692	77,457	658,132	711,055
+6.12	48,168	52,042	294,788	318,497
+3.06	23,524	25,416	71,983	77,772
SOMME			22095,475	23872,264

IV. 4.5. 3. Moment stabilisant :

Tableau 4-15 : calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	W_i (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+27.54	1379,84	11.27	5.66	15550.79	7809.89
+24.48	1129,15	11.28	5.55	12736.81	6266.78
+21.42	1129,15	11.28	5.55	12736.81	6266.78
+18.36	1129,15	11.28	5.55	12736.81	6266.78
+15.30	1129,15	11.28	5.55	12736.81	6266.78
+12.24	1129,15	11.28	5.55	12736.81	6266.78
+9.18	1129,15	11.28	5.55	12736.81	6266.78
+6.12	1129,15	11.28	5.55	12736.81	6266.78
+3.06	1129,15	11.28	5.55	12736.81	6266.78
∑Mt				117445.27	57944.13

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau 4-16 : Vérification de stabilisation.

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
117445.27	57944.13	22095,475	23872,264	5,32	2,43	OUI

Remarque :

La condition est vérifiée ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 4.6. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ *[RPA: Art 4.4.3]*

- δ_{ek} *: Déplacement dû aux forces séismiques* F_i.
- *R : coefficient de comportement.*

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

$\Delta k \text{ limite} = 0.01\ he$

Avec :

- *he : la hauteur de l'étage k.*

Tableau 4-17 : Vérification des déplacements inter-étages sens X.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+27.54	1,8	9	1,5	3.06	c.v
+24.48	1,5	7,5	1	3.06	c.v
+21.42	1,3	6,5	1	3.06	c.v
+18.36	1,1	5.5	1 ,5	3.06	c.v
+15.30	0,8	4	1	3.06	c.v
+12.24	0,6	3	1	3.06	c.v
+9.18	0,4	2	1	3.06	c.v
+6.12	0,2	1	0.5	3.06	c.v
+3.06	0,1	0.5	0.5	3.06	c.v
+0.00	00	00			

Tableau 4-18 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+27.54	1,6	8	1	3.06	c.v
+24.48	1,4	7	1	3.06	c.v
+21.42	1,2	6	1	3.06	c.v
+18.36	1	5	1	3.06	c.v
+15.30	0,8	4	1	3.06	c.v
+12.24	0,6	3	1	3.06	c.v
+9.18	0,4	2	1	3.06	c.v
+6.12	0,2	1	0.5	3.06	c.v
+3.06	0,1	0.5	0.5	3.06	c.v
+0.00	00	00			

IV. 4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = P_k * \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$

- P_k *: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».*
- V_k *: effort tranchant d'étage au niveau "k".* h_k *: hauteur de l'étage « k ».*
- Δ_k *: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».*

Si : $0.10 < \theta \leq 0.20$*, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :* $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si : $\theta > 0.20$*, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.*

Tableau 4-19: Vérification l'effet P-Δ sens X.

h_k (m)	P_k(KN)	F_{ix}(KN)	V_{kx}(KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	$\theta \leq 0.10$
+27.54	1379,84	262,124	262,124	1,5	0,0028	c.v
+24.48	1129,15	190,433	452,557	1	0,001	c.v
+21.42	1129,15	166,908	619,465	1	0,0008	c.v
+18.36	1129,15	143,384	762,849	1,5	0,0012	c.v
+15.30	1129,15	118,741	881,59	1	0,0008	c.v
+12.24	1129,15	95,216	976,806	1	0,0009	c.v
+9.18	1129,15	71,692	1048,498	1	0,0011	c.v
+6.12	1129,15	48,168	1096,666	0,5	0,0008	c.v
+3.06	1129,15	23,524	1120,19	0,5	0,0016	c.v

Tableau 4-20: Vérification l'effet P-Δ sens Y.

h_k (m)	P_k(KN)	F_{iy}(KN)	V_{ky}(KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	$\theta \leq 0.10$
+27.54	1379,84	283,203	283,203	1	0,0017	c.v
+24.48	1129,15	205,745	488,948	1	0,0009	c.v
+21.42	1129,15	180,330	669,278	1	0,0007	c.v
+18.36	1129,15	154,915	824,193	1	0,0007	c.v
+15.30	1129,15	128,289	952,482	1	0,0007	c.v
+12.24	1129,15	102,873	1055,355	1	0,0008	c.v
+9.18	1129,15	77,457	1132,812	1	0,001	c.v
+6.12	1129,15	52,042	1184,854	0,5	0,0007	c.v
+3.06	1129,15	25,416	1210,27	0,5	0,0015	c.v

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

Remarque :

Les dimensions définitives sont :

-Poutre principale : ***30x40 cm²***

-Poutre secondaire : ***30x30 cm²***

-Epaisseur voile : ***e=15 cm***

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ *Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :*
- ✓ ***E.L.U :*** $1{,}35G + 1{,}5Q$ *et* $G + Q \pm E$
- ✓ ***E.L.S :*** $G + Q$
- ❖ *Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :*
- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0{,}8\,G \pm E$

Avec : ***G :*** *charges permanentes,* ***Q:****charges d'exploitations,* ***E:****charges sismiques.*

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau 5-1 : Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales :

- *Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.*
- *Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :*
  - *4% en Zone courante.*
  - *6% en Zone nodale.*
- *Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.*
- *La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.*

V.2.2.b. Armatures transversales :

- *La quantité d'armatures transversales est donnée par :*

$$At = 0,003.St.b.$$

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- *$St \leq h/2$ en Zone courante.*
- *$St \leq min\ (h/4 ; 12\phi)$ en zone nodale.*

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales.

Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} RPA (m^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Terrasse	Travée	44.35	1.35G+1.5 Q	0.00	3.5	6	7.70	5HA14
	Appui	-54.44	G+Q+EY	0.00	3.8	6	7.70	5HA14
Etages	Travée	31.02	1.35G+1.5 Q	0.00	2.4	6	7.70	5HA14
	Appui	-80.88	G+Q+EY	0.00	5.7	6	7.70	5HA14

Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.

Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Terrasse	Travée	22.50	1.35G+1.5 Q	0.00	2.4	4.5	3.39	3HA12
	Appui	-45.09	G+Q+EX	0.00	4.3	4.5	5.65	5HA12
Etages	Travée	19.82	1.35G+1.5 Q	0.00	2.1	4.5	3.39	3HA12
	Appui	-44.89	G+Q+EX	0.00	4.3	4.5	5.65	5HA12

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- ***Béton :*** *La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :*

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc_{28}=15 MPa. *et on doit vérifier que* $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- ***Acier :*** *on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :*

$\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa *et on doit vérifier que* $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau 5-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales.

Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Terrasse	Travée	32.34	7.70	3.6	15	42.4	202	c.v
	Appui	-38.02	7.70	4.2		144.7		
Etages	Travée	22.42	7.70	2.5	15	85.3	202	c.v
	Appui	-48.05	7.70	5.4		182.8		

Tableau 5-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires.

Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Terrasse	Travée	16.42	3.39	3.4	15	107.2	202	c.v
	Appui	-27.92	5.65	5.7		182.2		
Etages	Travée	14.36	3.39	2.9	15	93.7	202	c.v
	Appui	-18.66	5.65	3.8		121.8		

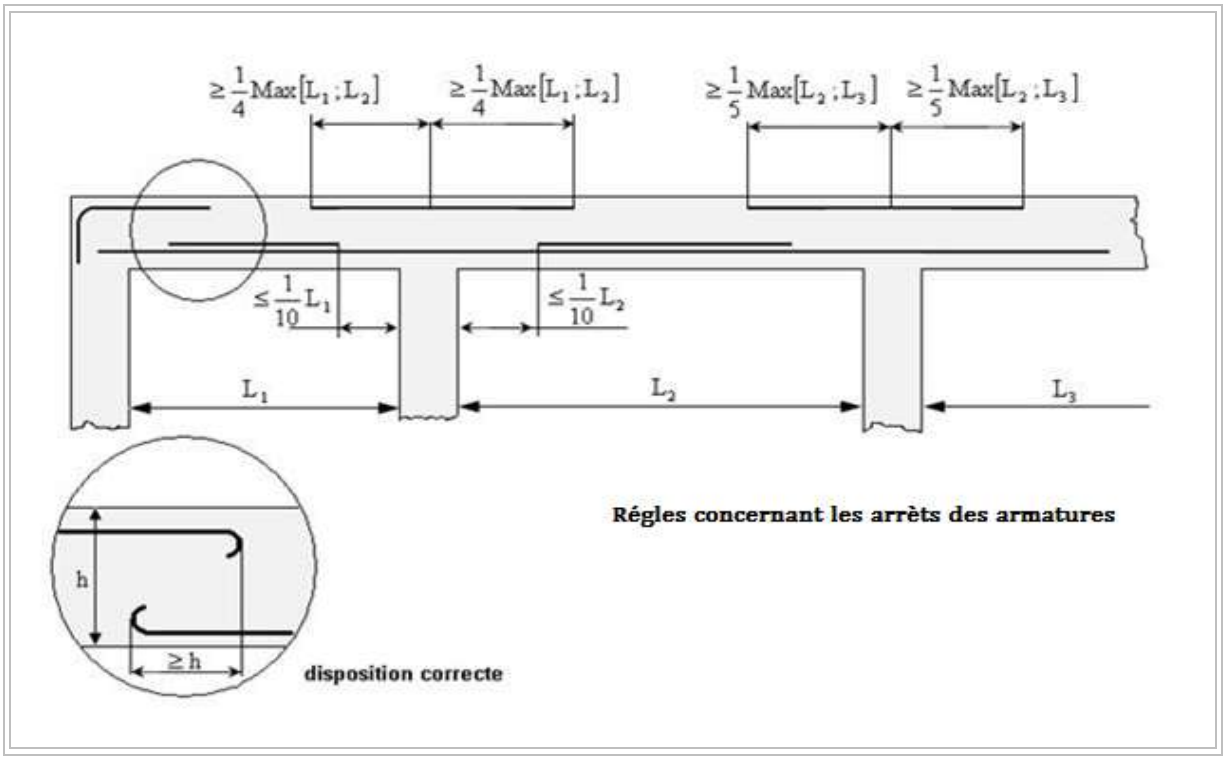


Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres.

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que : $A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$

$A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ *et* $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$

$A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ *et* $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

Tableau 5-6 : vérification des poutres principales selon la condition CBA .

Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$A_{min}CBA$ (cm^2)	Condition vérifiée
Terrasse	Travée	7.70	1.2	c.v
	appui	7.70	1.2	c.v
Etages	Travée	7.70	1.2	c.v
	appui	7.70	1.2	c.v
	appui	7.70	1.2	c.v

Tableau 5-7 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA .

Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max} RPA (cm^2)	Condition vérifiée
Terrasse	Travée	7.70	6	48.00	c.v
	appui	7.70		48.00	c.v
Etages	Travée	7.70	6	48.00	c.v
	appui	7.70		48.00	c.v

Tableau 5-8 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA.

Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Terrasse	Travée	3.39	0.9	c.v
	appui	5.65	0.9	c.v
Etage	Travée	3.39	0.9	c.v
	appui	5.65	0.9	c.v

Tableau 5-9 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA.

Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max} RPA (cm^2)	Condition vérifiée
Terrasse	Travée	3.39	4.5	36.00	c.v
	appui	5.65		36.00	c.v
Etage	Travée	3.39	4.5	36.00	c.v
	appui	5.65		36.00	c.v

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

T_u: effort tranchant

Tableau 5-10 : Calcul de $\overline{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau 5-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.

Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	52.97	1.35G+1.5Q	0.47	2.5	c.v
Etage	78.93	1.35G+1.5Q	0.70	2.5	c.v

Tableau 5-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	43.83	1.35G+1.5Q	0.53	2.5	c.v
Etage	67.66	G+Q+EX	0.82	3.26	c.v

V.2.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & : \quad \text{Zone courante} \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & : \quad \text{Zone nodale} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,; \quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-13 : Calcul des armatures transversales et leur espacement.

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30×40	0.70	33.75	1.72	9.6	20	1.8	5	15	2.01=4Φ8
30×30	0.82	24.75	1.26	7.5	15	0.79	5	15	2.01=4Φ8

V.2.7. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : $M_t = K*M_0$

K : est un coefficient réducteur $(0.75 \leq K \leq 0.85)$*, on prend* $K = 0.80$.

- **Pour les poutres principales (30x40):** $L_{max}=4.5m$

$$\frac{h}{L} = 0.089 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad (C.V)$$

$$\frac{h}{L} = 0.089 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.080 \qquad (C.V)$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0 \geq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \qquad (C.V)$$

- ***Pour les poutres secondaires (30x30):*** $L_{max}=4.3m$

$$\frac{h}{L} = 0.070 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad (C.V)$$

$$\frac{h}{L} = 0.070 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \ 0.068 \qquad (C.V)$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.00 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \qquad (C.V)$$

Tableau 5-14 : Vérification de la flèche des poutres.

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.089	0.063	c.v	0.089	0.080	c.v	0.0068	0.0105	c.v
PS	0.070	0.063	c.v	0.070	0.068	c.v	0.0074	0.0105	c.v

On remarque que les trois conditions sont vérifiées dans les deux directions porteuses (poutre principale) et non porteuse (poutre secondaire), alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

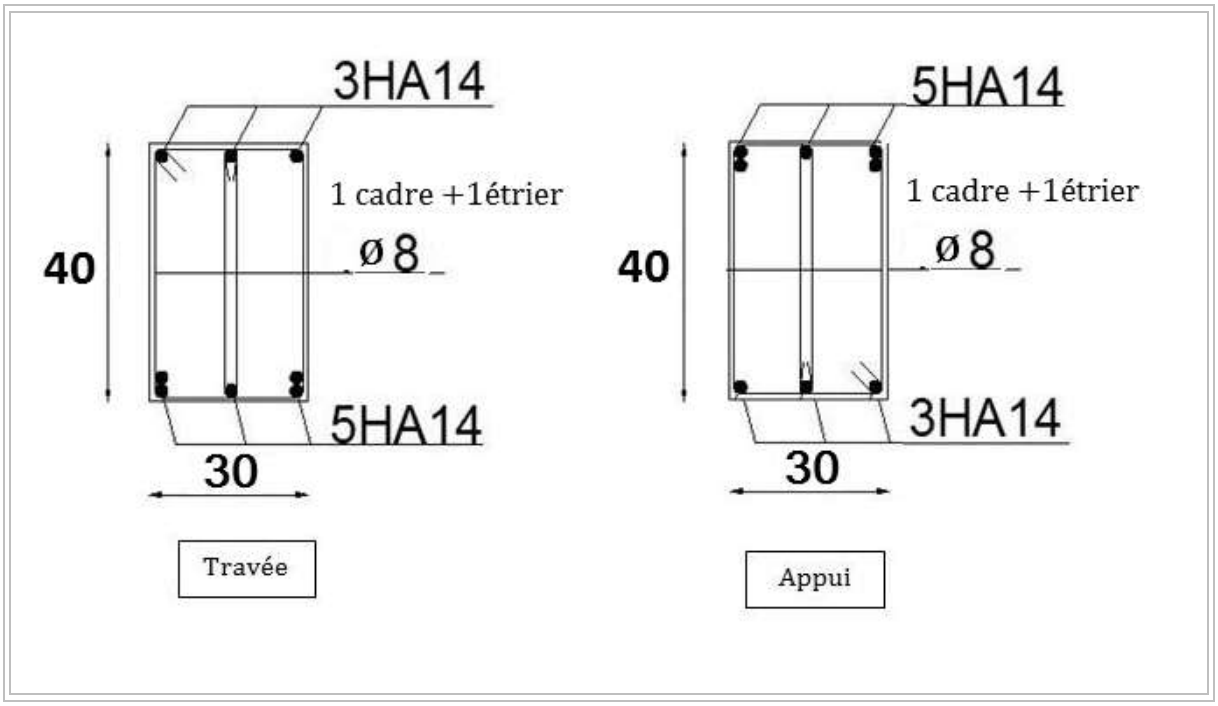


Figure 5-2 : Ferraillage des poutres principales.

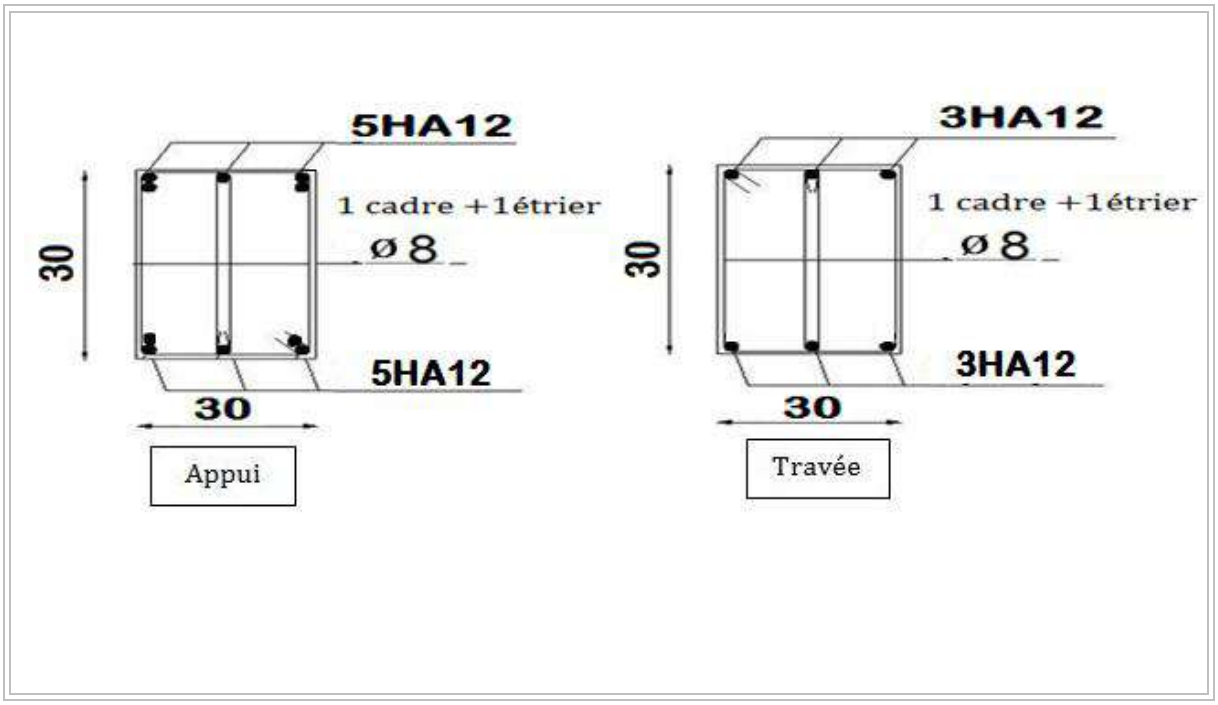


Figure 5-3 : Ferraillages des poutres secondaires.

V.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1. Détermination des armatures longitudinales :

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_t = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ un\ métre\ \text{de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_t}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

- *La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.*

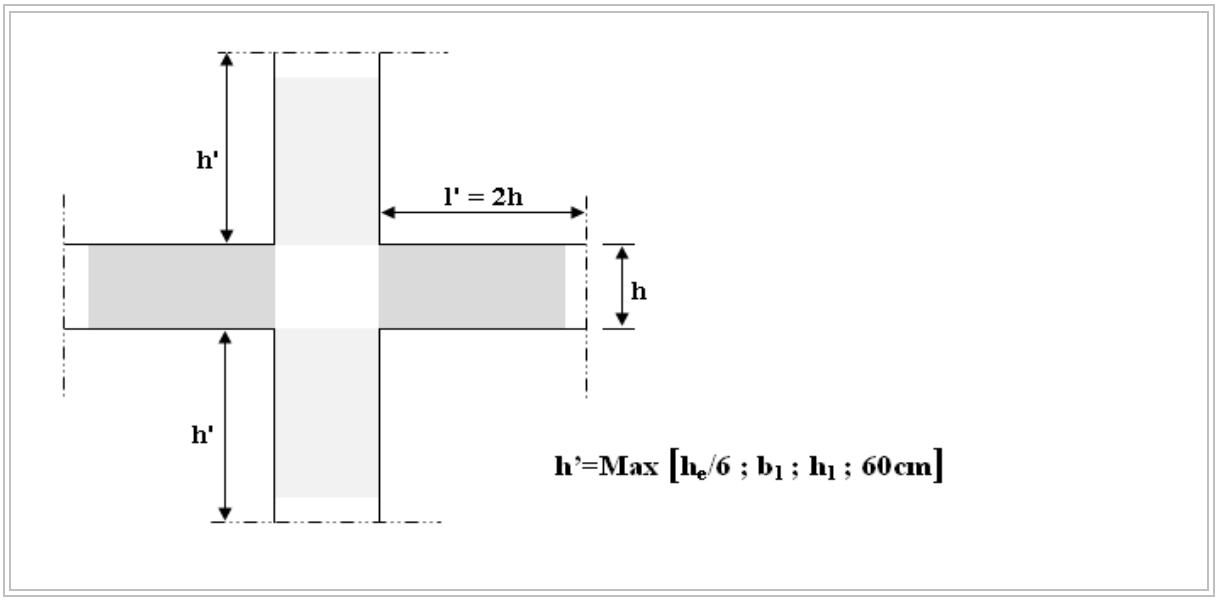


Figure 5-4 : définition de la zone nodale dans les poteaux.

- *Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.*
- *Leur pourcentage est limité en zone III par:*

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 3\% \quad : \text{En zone courante}$$

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\% \quad : \text{En zone de recouvrement.}$$

- *Le diamètre minimum est de 12 mm.*
- *La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.*
- *La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.*
- *pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.*

✓ *he : la hauteur d'étage.*

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

❖ 1er cas : Influence de l'effort normal :

Le calcul en flexion composé se fait avec N_{max} et son M_{corres}.

❖ 2eme cas : Effort normal minimum :

Le calcul en flexion composé se fait pour N_{min} et son M_{corres}.

❖ 3eme cas : Influence du moment :

Le calcul en flexion composé se fait en prenant M_{max} et son N_{corres}.

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- ✓ e_1 : *Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :*

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- ✓ e_2 : *Excentricités du 2 eme ordre, dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.*

$$e_2 = \frac{3 L^2 f (2 + \alpha . \phi)}{10000 . h}$$

Avec :

$$\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2 : \text{généralement pour le béton}$$

$$\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$$

- ✓ *Lf : longueur de flambement.*
- ✓ *h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.*
- ➢ e_a : *Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec* ℓ_0 *sa longueur libre.*

$$e_a = Max[\frac{l_0(cm)}{250} , 2\ cm]$$

V.3.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Situation durable:

Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25\ MPa$; $\sigma_{bc} = 14.2\ MPa$.

Acier: $\gamma_s = 1.15$; *FeE 400* ; $\sigma_s = 348\ MPa$.

Situation accidentelle:

Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25\ MPa$; $\sigma_{bc} = 18.5\ MPa$.

Acier: $\gamma_s = 1$; *FeE 400* ; $\sigma_s = 400\ MPa$. *Avec :* $d \cong 0.9h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.15 : les sections d'acier adoptées pour les divers types de poteaux.

	Section	cas	N(KN)	M(KN.m)	Situation	A_{calc} (cm^2)	section	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
(6,7,8)eme	35×35	I	377.34	5.73	DUR	2.8	SPC	11.02	12.31	8HA14
		II	-13.68	13.06	ACC	2.8	SPC	11.02		
		III	17.73	40.22	ACC	2.8	SPC	11.02		
(3,4,5)eme	40×40	I	826.93	9.98	DUR	3.2	SPC	14.4	16.08	8HA16
		II	-156.88	56.04	ACC	5.8	SPC	14.4		
		III	68.65	43.07	ACC	3.2	SPC	14.4		
RDC,(1,2)eme	45×45	I	1365.53	8.23	DUR	3.6	SPC	18.22	20.61	4HA20 + 4HA16
		II	-327.74	35.14	ACC	6.3	SPC	18.22		
		III	294.87	40.59	ACC	3.6	SPC	18.22		

- ***DUR : Situation durable***
- ***ACC : Situation accidentelle***

V.3.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

❖ ***Section entièrement comprimée :***

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . v_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(v_1 - c')}{I'_G}\right]$$

❖ ***Section partiellement comprimée :***

$\sigma_b = k.y_1$ $\sigma_s = 15\ k.(d - y_1)$

Il faut vérifier :

✓ ***Pour la fissuration peu nuisible :*** $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

✓ ***Pour la fissuration préjudiciable:*** $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

et : $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.16 : Vérification des contraintes dans les poteaux à l'E.L.S.

	Section	Cas	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	Type de section	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
(6,7,8)eme	35×35	I	273.77	4.15	12.31	SPC	2.1	30.2	OUI	OUI
		II	7.57	5.90	12.31	SPC	0.6	7.8	OUI	OUI
		III	38.47	21.25	12.31	SPC	2.4	29.1	OUI	OUI
(3,4,5)eme	40×40	I	598.33	7.20	16.08	SPC	3.3	48.3	OUI	OUI
		II	75.99	6.20	16.08	SPC	0.7	10	OUI	OUI
		III	173.11	43.07	16.08	SPC	3.5	46.8	OUI	OUI
RDC,(1,2)eme	45×45	I	987.34	5.94	20.61	SPC	3.9	57.4	OUI	OUI
		II	149.76	5.26	20.61	SPC	0.8	10.9	OUI	OUI
		III	313.17	11.60	20.61	SPC	1.6	23.2	OUI	OUI

V.3.2. Détermination des armatures transversales :

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à : $\tau_u = \dfrac{V_u}{b_0 d}$

Avec :

- *Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).*
- *b0 : la largeur de poteau.*
- *d : la hauteur utile (d = h - c).*

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93 :**

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA.99 version 2003 : [2 : 7.4.3.2]**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ *Pour une section carrée de côté ''a'' l'élancement a pour valeur :*

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.2.c. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau 5.17: Vérification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant.

étage	Section	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	Situation	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
(6,7,8)eme	35×35	44.12	0.39	21.17	0.075	ACC	1.875	3.26	c.v
(3,4,5)eme	40×40	49.36	0.33	18.52	0.075	ACC	1.875	3.26	c.v
RDC(1,2)eme	45×45	47.80	0.26	16.46	0.075	ACC	1.875	3.26	c.v

V.3.2.d. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- *Equilibrer l'effort tranchant.*

- *Permettre le positionnement des armatures longitudinales.*
- *Empêcher le gonflement du béton.*
- *Empêcher le flambement des armatures.*

❖ ***Selon le CBA93 :***

- *Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur $Ø_t$ est donné par la relation :*

$$\phi_t \leq Min\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

➢ *Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.*

- *$A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.*
- *Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :*

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- *Avec dans le cas de la flexion composée.*

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- *$S_t \leq Min\ [0.9d, 40cm]$*

et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4\ MPa$$

❖ ***Selon le RPA99 version 2003 :***

D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h\,.fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec : $A_t = n_t.a_t$

- *ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:* $\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$

- *Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :*
  - *Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone III.*
  - *Dans la zone courante: $St \leq Min\ (b/2, h/2, 10\phi_l)$ en zone III.*

- *La quantité d'armatures transversales minimale $At/(S_t * b)$ en % est donnée comme suit :* $\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$

- *Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.*

- *Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées} > 12cm$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.*

Application des recommandations :

Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : ($f_e = 400MPa$)

Tableau 5-18 : les armatures transversales et leurs espacements.

Section	V_u (kN)	λ_g	ρ	Zone	St_{CBA}	St_{finale}	At_{adopte}	Choix
45x45	44.12	4.76	3.75	courante	38.25	15	2.01	4Ø8
				nodale	38.25	10	2.01	4Ø8
40x40	49.36	5.36	2.5	courante	33.75	15	2.01	4Ø8
				nodale	33.75	10	2.01	4Ø8
35x35	47.80	7.14	2.5	courante	29.25	15	2.01	4Ø8
				nodale	29.25	10	2.01	4Ø8

V.3.2.e. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :

Tableau 5-19 : Vérification de la auantité d'armatures transversales.

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
45x45	courante	0.004	OUI
	nodale	0.006	OUI
40x40	courante	0.0035	OUI
	nodale	0.0052	OUI
35x35	courante	0.0031	OUI
	nodale	0.0046	OUI

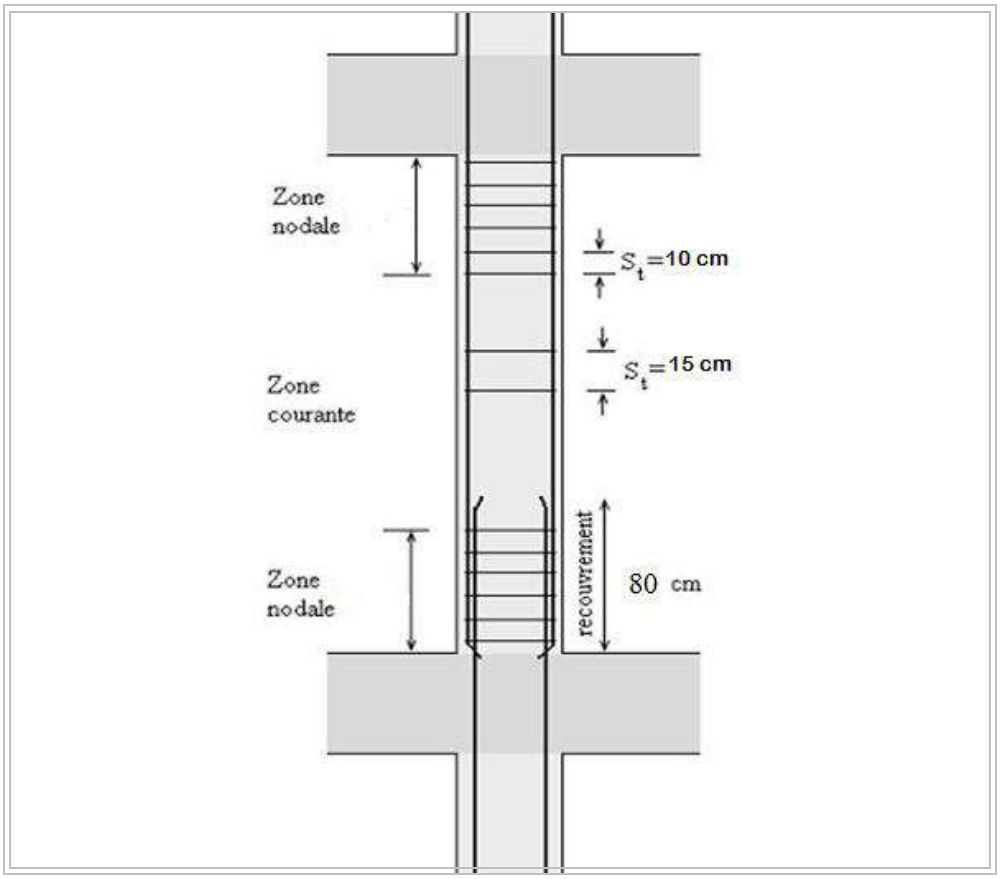


Figure 5-5 : Disposition des armatures dans les poteaux.

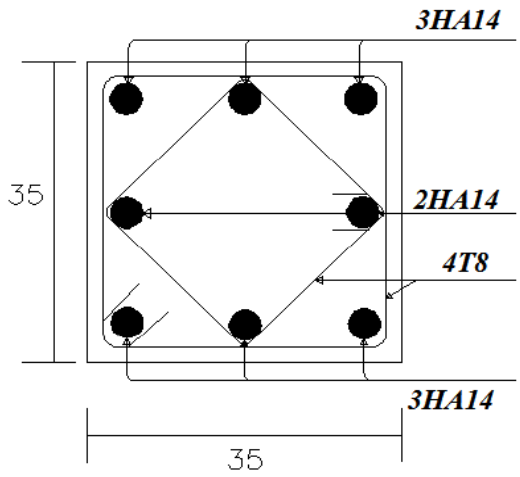


Figure 5.6 : Ferraillage des poteaux (35×35).

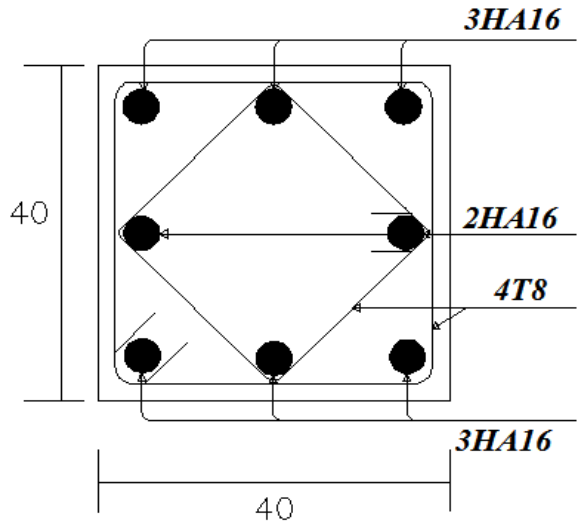


Figure 5.7 : Ferraillage des poteaux (40×40).

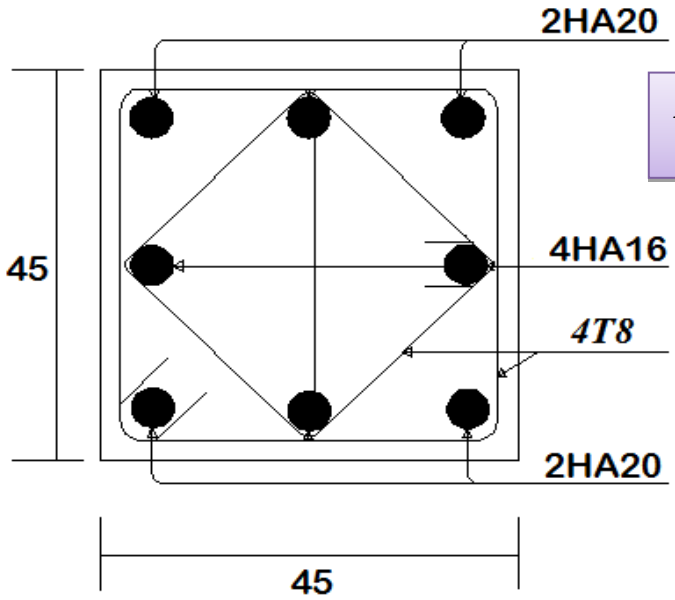


Figure 5.8 : Ferraillage des poteaux (45×45).

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1.Les voiles pleins:

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.2. Méthode de calcul: [6]

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N).

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}v$$

S: section transversale du voile: S = a .L

I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

A).*Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraires alors la section est partiellement comprimée (Fig. a).*

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2}$ *(Force de traction)*

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}.L$$ *(La longueur tendue)*

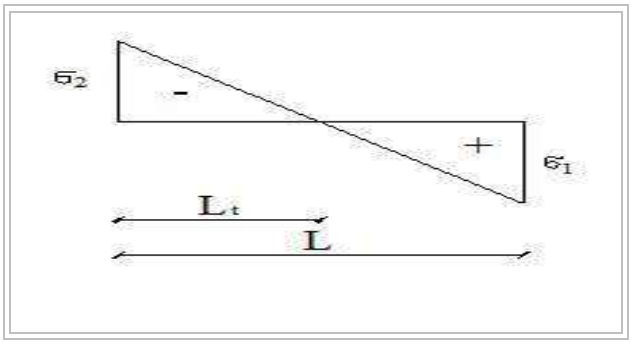


Figure 5-9: Diagramme des contraintes (SPC).

B).*Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:*

$$A_v = \frac{\sigma.a.\gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right].L.a$$

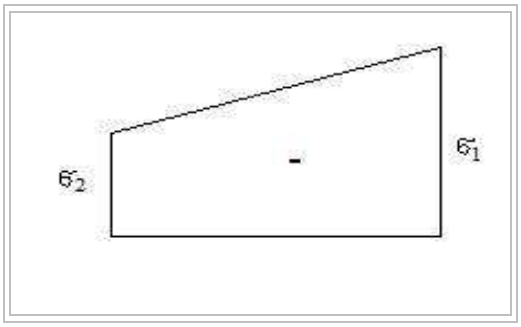


Figure 5-10 : Diagramme des contraintes (SET).

C).*Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée (Fig. c), la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement: [3]*

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$

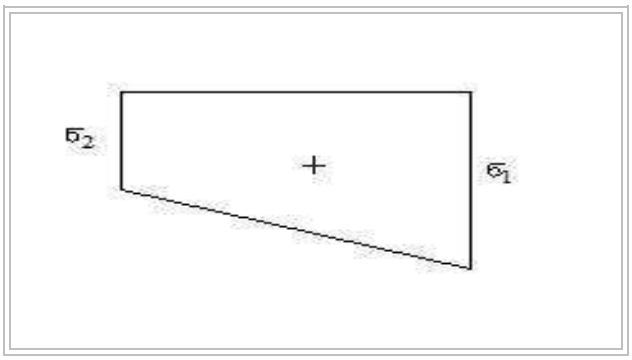


Figure 5-11 : Diagramme des contraintes (SEC).

V.4.2.1. Recommandations réglementaires:

V.4.2.1.a. Armatures verticales:

L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

❖ **Selon le CBA 93:**

- $0{,}1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

- *a = l'épaisseur du voile*
- *b = la largeur de la zone tendue*

Condition de non fragilité

❖ **Selon le RPA 99(V2003):**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ *Dans la section tendue du voile.*

$A_{ver} = 0.15\% B$ *Dans la section globale du voile.*

$A_{ver} = 0.1\% B$ *Dans la section courante.*

Avec :

- ✓ *B: section du voile.*
- ✓ *a: épaisseur du voile.*
- ✓ φ_{ver}*: diamètre vertical.*

V.4.2.1.b. Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ Selon le CBA 93:

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min[0.9d ; 40cm]$

$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$

$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: *Fissuration peu nuisible.*

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: *Fissuration Préjudiciable.*

- ✓ τ_b *: contrainte de cisaillement.*
- ✓ $\overline{\tau}_b$ *: contrainte de cisaillement admissible.*
- ✓ A_h*: section d'armatures horizontales.*
- ✓ *d = 0.9 h: hauteur utile.*

❖ Selon le RPA 99 V(2003):

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$

$S_h \leq \min[1.5a ; 30cm]$

V.4.2.1.c. Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins(4) quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.2.2. Recommandations pour les voiles :

(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ *40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.*
- ✓ *20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.*

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$S_v \le \text{Min}\left[1.8a\,;30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

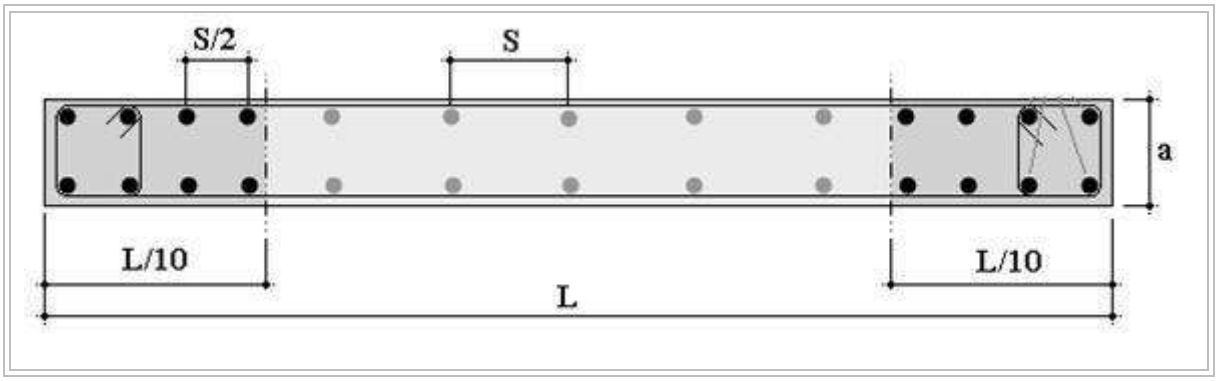


Figure 5-12 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.3. Armatures verticales :

➢ *Détermination des armatures a l'ELU de résistance :*

Tableau 5-20 : Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.21 : Les armatures verticales des voiles.

Epaisseur	15 (cm)					
Voile	V_1	V_2	V_3	V_4	V_5	V_6
L (m)	3.00	3.10	3.30	1.00	3.10	2.16
σ_1 (MPa)	-3.44	-4.75	-5.03	-0.89	-6	-3.78
σ_2 (MPa)	3.26	4.3	4.21	2.42	5.87	2.49
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L_t(m)	1.51	1.43	1.50	0.73	1.53	0.86
A_{cal} (cm^2)	9.22	11.49	11.87	3.32	16.87	4.00
A_{min} CBA (cm^2)	4.5	4.65	4.95	1.5	4.65	3.24
A_{min} RPA (cm^2)	6.75	6.98	7.34	2.25	6.98	4.86
S_t D'about (cm)	10	10	10	7.5	10	10
S_t Courante (cm)	20	20	20	15	20	20
Armatures D'about (cm^2)	6HA10 =4,71	6HA10 =4,71	6HA10 =4,71	4HA10 =3,14	6HA10 =4,71	6HA10 =4,71
Armatures Courante (cm^2)	20HA10 =15,71	20HA10 =15,71	24HA10 =18,85	6HA10 =4,71	24HA10 =18,85	12HA10 =9,42
Armatures des voiles (cm^2)	32HA10 =25,13	32HA10 =25,13	36HA10 =28,27	14HA10 =7,04	36HA10 =28,27	24HA10 =18,85

V.4.4. Les armatures transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Q_t \leq Q_v$.

➢ ***Vérification de l'effort tranchant :***

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4\ T_{Cal}/b_0\ d$ ... Art 7.7.2 (RPA 93 VERSION2003)

Avec ;

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_o : l'épaisseur du voile.

d : la hauteur utile d= 0.9 h.

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2\ f_{c\,28}$ donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Les résultats de calcul et de vérifications sont déterminés dans le tableau suivant :

Tableau 5.22 : Vérification de l'effort tranchant à la base des voiles avec E_p=15(cm).

Voile	Epaisseur (cm)	T (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	vérification
V1	15	188.49	0.42	5	C.V
V2	15	221.15	0.46	5	C.V
V3	15	236.46	0.54	5	C.V
V4	15	164.71	0.34	5	C.V
V5	15	27.66	0.2	5	C.V
V6	15	259.99	0.57	5	C.V

V.4.5. Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales selon le CBA 93 seront calculés et disposés dans les voiles afin d'équilibrer l'effort tranchant.

➢ ***Le diamètre des armatures horizontales:***

$\varphi_h \leq a/10$ ►►*Art 7.7.4.3*◄◄ *RPA 93 VERSION2003*

Et comme A_t *est connue,*

Alors: $A_t=2.a_t=2.\pi\ \varphi_t^2/4=1.00cm^2$,

$\varphi_t=8mm$.

- *L'espacement des armatures horizontales* S_t *est donné par :*

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- $K=1+3(\sigma_{cm}/f_{cj})$, *en flexion composée avec compression.*
- $K=1-10(\sigma_{tm}/f_{cj})$, *en flexion composée avec traction.*
- $\sigma_m=N_c/B$,
- $\sigma_m=N_t/B$,

Avec :

✓ N_c *: effort normale de compression*

✓ N_t *: effort normale de traction,*

✓ $B=Lxa$ *:section de béton,*

Et :

✓ f_{cj} *: la contrainte de traction de béton).*

Et on doit vérifier que :

$$\begin{cases} S_t \leq min\ [0.9d, 40\ cm]\ [2] \\ S_t \leq min\ [1.5a, 30\ cm]\ [1]\ Art\ [7.7.4.3] \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont détermines dans les tableaux suivants:

Tableau 5.23 : donne les armatures horizontales des voiles pleins avec H=3.06 m.

VOILE	L'épaisseur (cm)	H (m)	S_t (cm) CBA 93	S_t (cm) RPA 99	S_t choisis (cm)	A_h choisis (cm^2)	A_{min} =0.15 %B	$A_h \geq A_{min}$
V1	15	2.76	22.5	40	20	2(14Φ8) =14.07	6.21	OUI
V2	15	2.76	22.5	40	20	2(14Φ8) =14.07	6.21	OUI
V3	15	2.76	22.5	40	20	2(14Φ8) =14.07	6.21	OUI
V4	15	2.76	22.5	40	20	2(14Φ8) =14.07	6.21	OUI
V5	15	2.76	22.5	40	20	2(14Φ8) =14.07	6.21	OUI
V6	15	2.76	22.5	40	20	2(14Φ8) =14.07	6.21	OUI

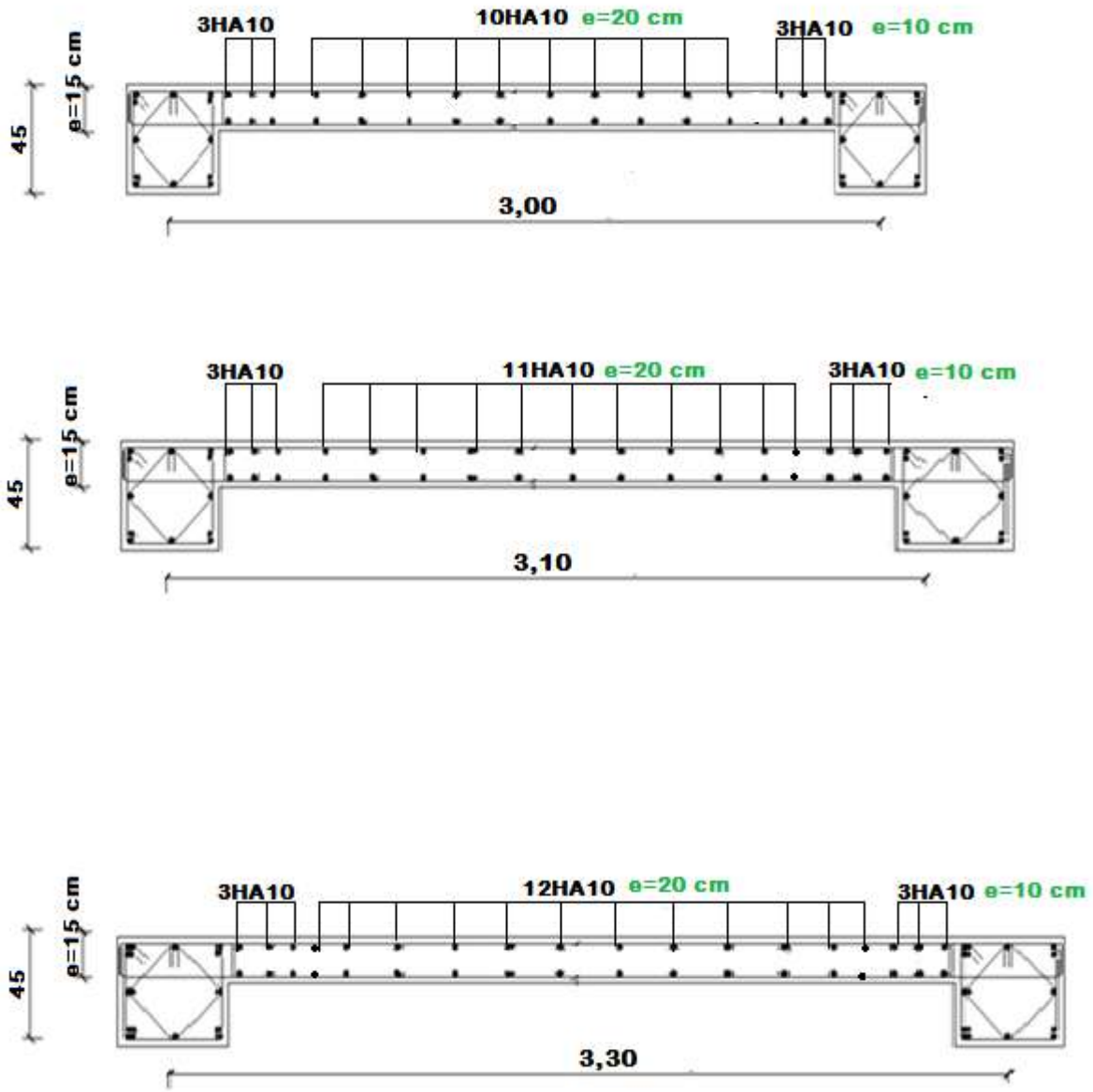


Figure 5-13 : Disposition des armatures dans les voiles V_1, V2, V_3.

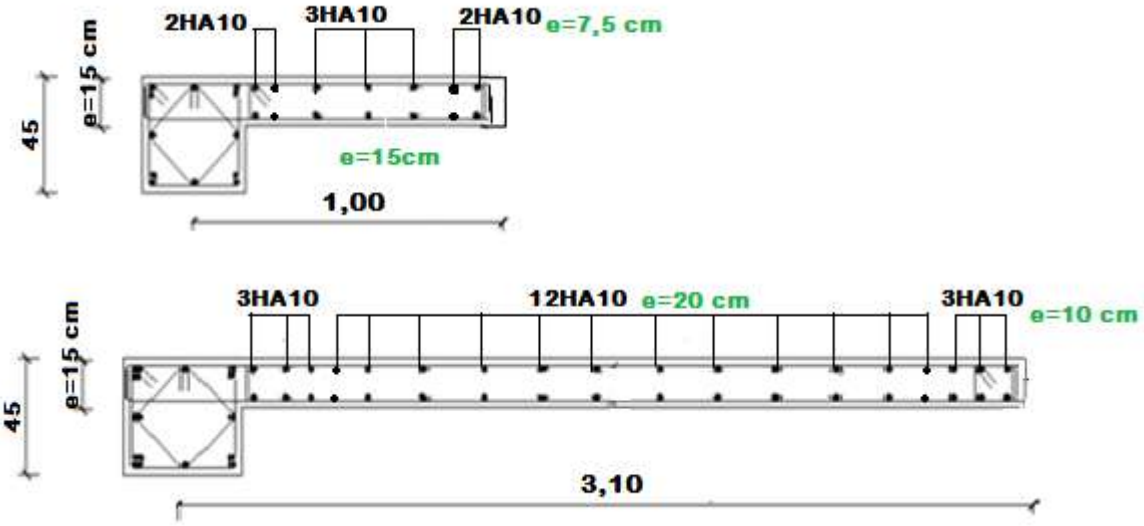


Figure 5-14 : Disposition des armatures dans les voiles V4, V5.

VI.1 Calcul des fondations :

VI.1.1 généralités :

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Le choix et le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.1.2 Reconnaissance des lieux et du sol:

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain. Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à : σ_s = *1,2 bars.*

VI.1.3 Choix du Type de fondation :

VI.1.3.A. Semelle isolée :

On se base pour déterminer la section des semelles isolées sur le rapport

$$\frac{A}{B}=\frac{a}{b} \qquad S \geq \frac{N_{ser}^{max}}{\sigma_{sol}}$$

Avec : σ_{sol} *: contrainte admissible du sol.*

N_{ser}^{max} *: charge supportée par la fondation la plus sollicitée.*

S : surface de la semelle.

A=b=60 cm

$$\text{Donc} \quad : \quad S = B \times B \geq \frac{N_{ser\,Max}}{\sigma_{Sol}} \qquad \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser\,Max}}{\sigma_{Sol}}}$$

Les résultats des efforts normaux N_{max} appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.1 : section des semelles isolées.

N_{ser}^{max} (kN)	$S \geq \frac{N_{ser}^{max}}{\sigma_{sol}}$	$B=S^{1/2}$ (m)	$B_{Choisie}$ (m)
996.95	**8.31**	**2.88**	**3.00**

✓ *Vérification de l'interférence entre deux semelles :*

Il faut vérifie que : $L_{min} \geq 1,5 \times B$

Tel que : Lmin est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle (B=3 m).

On a $1,5xB = 4,5\ m > l_{min} = 1,85$ …… *non vérifié*

✓ *Conclusion:*

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.1.3.B. Semelles filantes :

Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification tel que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment (Ss / Sb < 50 %).

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : N = NG + NQ=13258.30KN

$\bar{\sigma}_{sol}$ = 1.2 bars = 120 KN/ m^2

✓ ***Calcul des surfaces revenant aux semelles :***

Surface totale des semelles =110.49 m² : (Ss).

Surface total du bâtiment = 193.55 m² (Sb).

✓ ***Verification:*** $S_s / S_b = 110.49 / 208.55 = 0.53$

$S_s / S_b = 53\ \% > 50\ \%$

✓ ***Conclusion:***

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit un chevauchement des semelles. Ceci nous amène à envisager un radier général comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

1). L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.

2). La réduction des tassements différentiels.

3). Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.

4). La facilité de l'exécution.

VI.1.3 .C. Radier général :

Un radier général est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être nervurée (le cas de notre projet) ou massive. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent

N_{ser} = 13258.30 KN

VI.1.4 Pré dimensionnement du radier général :

-La surface du bâtiment =193.55+15=208.55 (m^2)

✍ ***Détermination de la surface nécessaire :***

$$S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{13258.30}{120} = 110.49\ m^2$$

D' où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- *La surface occupée par l'ouvrage = 208.55 m^2 > $S_{nec.}$*
- *Débord de 100 cm pour chaque côté.*
- *La section totale du radier = 262.70 (m^2)*

VI.1.4 .1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier

a) .Condition forfaitaire:

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{450}{20} = 22.50cm$$

On adopte : h=30cm

Avec:

L_{max}*: La plus grande portée de la dalle.*

b).Condition de cisaillement:

-on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{cj}}{\gamma_b} = 1.17MPa$$

$$T_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

L'effort normal ultime revenant au radier est : N_u*=18355.68 (KN)*

La surface totale du radier est S=262.70 (m^2)

L_{max}*=4.50m ; b=1m*

Donc : $T_u = \frac{18355.68}{262.70} \times \frac{4.5}{2} = 157.21\ KN/m$

Et : $d \geq \frac{T_u}{b x \bar{\tau}_u} = 0.134\ m$ *Donc :* $h \geq \frac{d}{0.9} = 0.148m = 14.8\ cm$

✓ **Conclusion:**

$h \geq Max\ (h_1;h_2)=30cm$

On prend: h=30cm

VI.1.4 .2. DIMENSIONNEMENT DES NERVURES (Hauteur de la nervure) :

a).La largeur de la nervure :

✓ **Condition de coffrage:**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} = 45cm$$

On opte : b=50cm

b).La hauteur de la nervure :

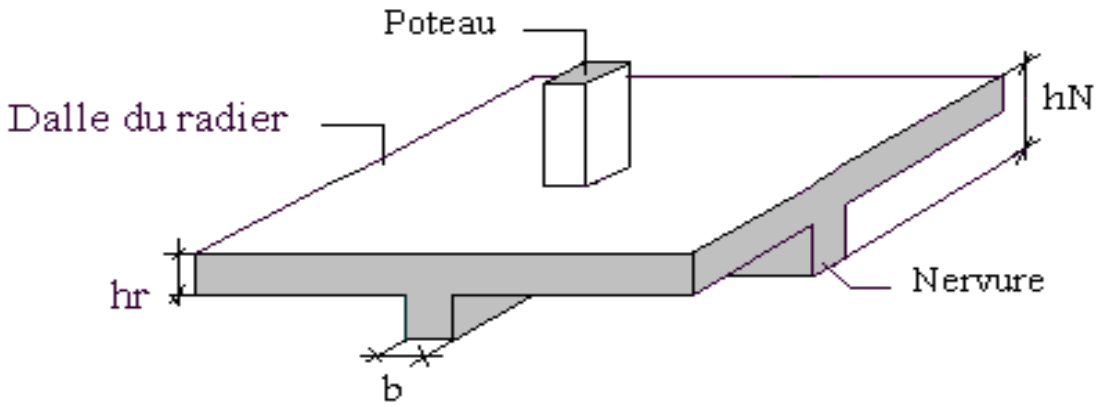


Figure 6-1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

c).Condition de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$L_{max} = 4{,}50m \Rightarrow 30cm \leq h_1 \leq 45cm$$

On prend :

$h_1 = 45cm$

d). Vérification au non poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suite :

$$N_u \leq 0{,}045 \cdot C^* h^* fc28 \text{ (art A.5.2.4) CBA93.}$$

Avec:

N_u*: Effort normal du poteau le plus sollicité.*

μ_C *: périmètre de contour au niveau de feuillet moyen (UC = 2[(a+b) +2h])*

Dimensions du poteau de RDC $(45\times45)cm^2$

On a:

$$N_u \leq 0{,}045^* 2[(a+b)+2h] \; ^* h^* f_{c28}$$

N_u *=1378.85 KN*

$h \geq 59.18$

e).Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante:

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (*) \qquad \text{Avec:} \qquad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

E: Module de Young (E=32164,20MPa).

K: Coefficient de raideur du sol $(5.00N/cm^2 \leq K \leq 120\ N/cm^2)$.

I: Inertie de la section transversale $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

A partir de la formule (*) on calcule la valeur de h:

$$h \geq 3\sqrt{\frac{48 \,.\, {L_{max}}^4 \,.\, K}{\pi^4 \,.\, E}} = 54.83cm$$

✓ **Conclusion:** *Nous prenons : h = 60 cm ; b=50 cm*

✓ **Résumé :** *Epaisseur de la dalle du radier h=30cm*

Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h=60\ cm \\ b=50\ cm \end{cases}$

VI.1.5.Caractéristiques géométriques du radier :

VI.1.5.a. Le centre de gravité :

La surface totale du radier est S=262.70(m2) Les longueurs maximales dans les deux directions sont Lx max=21.20(m) ; Ly max=13.50(m)

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum X_i . A_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum Y_i . A_i}{\sum A_i} \end{cases} \qquad \begin{cases} X_{Gradier} = 11.28\ m \\ Y_{Gradier} = 5.55\ m \end{cases}$$

VI.1.5. b. Les moments d'inertie :

Les moments d'inerties du radier par rapport à son centre de gravité sont :

$$\begin{cases} I_{XG} = I_{XO} - y_G^2 \\ I_{yG} = I_{yo} - X_G^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} I_{XG} = 13936.22\ \ m^4 \\ I_{yG} = 41355.39\ \ m^4 \end{cases}$$

VI.1.6. Vérifications nécessaires :

VI.1.6.1. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage Dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ *doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5* $\left(\frac{M_s}{M_R} \succ 1{,}5\right)$

Avec:

M_s*: Moment stabilisant sous l'effet du poids de l'ouvrage.*

M_R*: Moment de renversement dû aux forces sismique.*

- Sens x-x:

$M_R = \sum F_i . Z_i = 22095.475\ KN.m$

Et: $M_s = N. X_G$

Avec:

$N = N_1 + N_2$

N_1: *Poids de la superstructure.*

N_2: *Poids propre du radier.*

X_G: *le centre de gravité du radier général*

Donc :

$N_1 = N_G + N_Q = 13258.30KN$

$N_2 = \rho_b.S.h = 25x262.70\ x0.30 = 6567.8\ KN$

Donc:

$N = 19826.1\ kN$

$M_s = N. X_G = 223638.408\ kN.m$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{223638.408}{22095.475} = 10.12 \succ 1{,}5 \text{.....Vérifiée}$$

-Sens y-y:

$M_R = 23872.264\ KN.m$

$M_s = N. Y_G = 110034.855 kN.m$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{110034.855}{23872.264} = 4.61 \succ 1{,}5 \text{.....Vérifiée}$$

✓ ***Conclusion:***

Le rapport du moment stabilisant et du moment de renversement est supérieur à 1.5, donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.1.6.2. Vérification des contraintes dans le sol :

a. Sollicitation du premier genre:

On doit vérifier la contrainte du sol

$$\text{À l'ELS: } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{13258.30}{262.70} = 50.47kN/m^2$$

$$\sigma_{ser} = 50.47kN/m^2 \prec \sigma_{sol} = 120kN/m^2 \text{.....Vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times V_{max}}{I}$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

M_r est le moment de renversement.

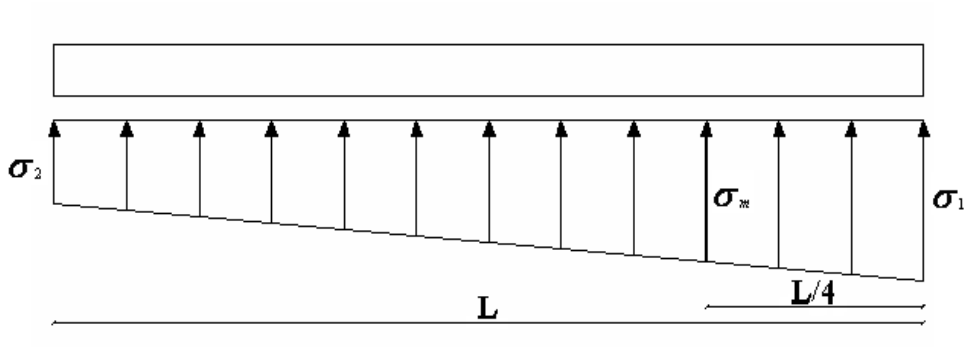


***Figure 6-2 :* Contraintes sous le radier.**

On vérifie que:

σ_1: Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2: Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ *Reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{sol}$*

➢ **ELU:** $N_u=1.35N_G+1.5N_Q=18355.68\ kN$

$\sigma_{sol}=120kN/m^2$

$1,33\ \sigma_{sol}=159.60\ kN/m^2$

Tableau 6.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1\ (kN/m^2)$	$\sigma_2\ (kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)\ (kN/m^2)$
Sens x-x	87,76	51,99	78,81
Sens y-y	73,08	66,67	71,47
Vérification	$\sigma_1^{max}<1,5\ \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min}>0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)\prec 1,33\sigma_{sol}$

➢ **ELS:**

$N_{ser}=N_G+N_Q=13258.30\ KN$

$\sigma_{sol}=120kN/m^2$

$1,33\ \sigma_{sol}=159.60\ kN/m^2$

Tableau 6.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1\ (kN/m^2)$	$\sigma_2\ (kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)\ (kN/m^2)$
Sens x-x	68,35	32,58	59,41
Sens y-y	53,67	47,26	52,07
Vérification	$\sigma_1^{max}<1,5\ \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min}>0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)\prec 1,33\sigma_{sol}$

✓ **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

C. Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

C.1. ELU:

$$\sigma_u = \sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = 78{,}81\,kN/m^2$$

C.2. ELS:

$$\sigma_{ser} = \sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = 59{,}41\,kN/m^2$$

VI.1.7. Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.1.7. a).Ferraillage de la dalle du radier:

a.1) Détermination des efforts: [1]

❖ *Si :*

$0{,}4 \prec \frac{L_x}{L_y} \prec 1{,}0 \Rightarrow$ *La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:*

$M_x = \mu_x q L_x^2$ ……*sens de la petite portée.*

$M_y = \mu_y M_x$ ……*sens de la grande portée.*

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➢ *Panneau de rive:*

Moment en travée:

$M_{tx}=0,85M_x$

$M_{ty}=0,85M_y$

Moment sur appuis:

$M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ *(appui de rive)*

$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$ *(autre appui).*

➢ *Panneau intermédiaire:*

Moment en travée:

$M_{tx}=0,75M_x$

$M_{ty}=0,75M_y$

Moment sur appuis:

$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

❖ *Si :* $\frac{L_x}{L_y}<0,4 \Rightarrow$ *La dalle travaille dans un seul sens.*

Moment en travée:

$M_t=0,85M_0$

Moment sur appuis:

$M_a=0,5M_0$

Avec: $M_0=\frac{ql^2}{8}$

a.2) Valeur de la pression sous radier

$ELU:\longrightarrow q_u=\sigma_m^u.1m=78.81kN/m$

$ELS:\longrightarrow q_{ser}=\sigma_m^{ser}.1m=59.41kN/m$

a.3) Calcul des moments:

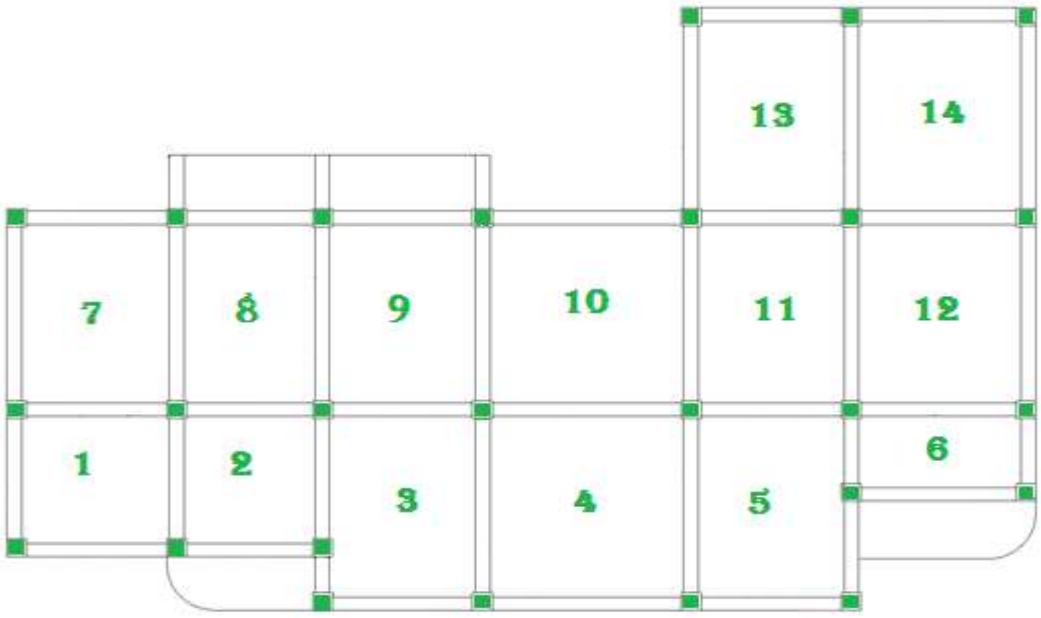


Figure 6-3 : Schéma des panneaux.

Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0):

On à le rapport des panneaux $0{,}4 \prec \frac{L_x}{L_y} \prec 1{,}0 \Rightarrow$ *la dalle travaille dans les deux sens.*

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 6.4. Calcul des moments à l'ELU.

Panneaux	L_x(m)	L_y(m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u(kN/m)	M_x(kNm)	M_{tx}(kNm)	M_y(kNm)	M_{ty}(kNm)	M_a(kNm)
P_1	3,1	3,3	0,939	0,041	0,8661	78,81	31,733	26,973	27,484	23,361	9,5200
P_2	3	3,1	0,967	0,039	0,9322	78,81	27,804	23,633	25,919	22,031	8,3412

P_{14}	P_{13}	P_{12}	P_{11}	P_{10}	P_9	P_8	P_7	P_6	P_5	P_4	P_3
3,6	3,3	3,6	3,3	4,3	3,3	3	3,3	1,85	3,3	4,3	3,3
4,5	4,5	4,3	4,3	4,3	4,3	4,3	4,3	3,6	4,3	4,3	4,3
0,8	0,733	0,837	0,767	1	0,767	0,698	0,767	0,514	0,767	1	0,767
0,056	0,064	0,051	0,059	0,036	0,059	0,068	0,059	0,095	0,059	0,036	0,059
0,5959	0,478	0,6678	0,544	1	0,544	0,432	0,544	0,25	0,544	1	0,544
78,81	78,81	78,81	78,81	78,81	78,81	78,81	78,81	78,81	78,81	78,81	78,81
57,299	55,442	52,805	51,151	53,624	51,151	48,515	51,151	25,651	51,151	53,624	51,151
48,704	47,126	44,884	43,479	45,581	43,478	41,238	43,478	21,803	43,478	45,581	43,478
34,144	26,501	35,263	27,826	53,624	27,826	20,958	27,826	6,412	27,826	53,624	27,826
29,023	22,526	29,974	23,652	45,581	23,652	17,814	23,652	5,4508	23,652	45,581	23,652
17,189	16,632	15,841	15,345	16,087	15,345	14,554	15,345	7,6953	15,345	16,087	15,345

Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2):

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 6.5. Calcul des moments à l'ELS.

Panneaux	$L_x(m)$	$L_y(m)$	L_x/L_y	μ_x	μ_y	$q_{ser}(kN/m)$	$M_x(kNm)$	$M_{tx}(kNm)$	$M_y(kNm)$	$M_{ty}(kNm)$	$M_a(kNm)$
P_1	3,1	3,3	0,939	0,0491	0,909	59,41	28,033	23,827	25,473	21,652	8,409
P_2	3	3,1	0,967	0,0465	0,954	59,41	24,863	21,134	23,726	20,167	7,4582
P_3	3,3	4,3	0,767	0,066	0,671	59,41	42,765	36,350	28,695	24,392	12,829
P_4	4,3	4,3	1	0,044	1	59,41	48,443	41,177	48,443	41,177	14,533
P_5	3,3	4,3	0,767	0,066	0,671	59,41	42,765	36,350	28,695	24,391	12,829
P_6	1,85	3,6	0,514	0,0987	0,376	59,41	20,069	17,058	7,541	6,410	6,021
P_7	3,3	4,3	0,767	0,0661	0,671	59,41	42,765	36,350	28,695	24,391	12,829
P_8	3	4,3	0,698	0,0743	0,5817	59,41	39,727	33,768	23,109	19,643	11,918
P_9	3,3	4,3	0,767	0,0661	0,671	59,41	42,765	36,350	28,695	24,391	12,829
P_{10}	4,3	4,3	1	0,044	1	59,41	48,443	41,177	48,443	41,177	14,533

P_{11}	3,3	4,3	0,767	0,0661	0,671	59,41	42,765	36,350	28,695	24,391	12,829
P_{12}	3,6	4,3	0,837	0,059	0,765	59,41	45,119	38,351	34,538	29,358	13,535
P_{13}	3,3	4,5	0,733	0,071	0,619	59,41	45,806	38,935	28,345	24,093	13,741
P_{14}	3,6	4,5	0,8	0,0628	0,711	59,41	48,353	41,100	34,379	29,222	14,505

a.4) Calcul du ferraillage:

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; f_e=400MPa ; σ_s=348MPa ;

b=100cm; h= 30cm

d=0,9h=27cm

Tableau 6.6. Ferraillage des panneaux du radier.

	Sens	M_u(kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal}(cm^2)	Choix	A_s^{adp}(cm^2)	S_t
Travée	x-x	48.70	0.047	0.06	26.35	5.31	5HA14	7.69	20
	y-y	29.02	0.028	0.036	26.61	3.13	5HA14	7.69	20
Appui	x-x y-y	17.19	0.017	0.021	26.77	1.84	5HA14	7.69	20

a.5) Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 3{,}26cm^2 \prec 7{,}69cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Vérrifiée.$$

- *En travées :* $A=7.69\ (cm^2) > 05.00\ (cm^2)\ldots\ldots\ldots\ (c.v)$

- *Aux appuis:* $A=5.65\ (cm^2) > 05.00\ (cm^2)\ldots\ldots\ldots\ (c.v)$

1. Espacement:

- **(Travées ; Appuis):**

(Sens xx): St = min (3h, 33 cm) = 33 cm.

(Sens yy): St =min (4h, 45 cm) = 45 cm.

➢ **Sens x-x :** $S_t = \frac{100}{5} = 20cm \prec 33cm$

On opte : S_t=20cm

➢ **Sens y-y :** $S_t = \frac{100}{5} = 20cm \prec 45cm$

On prend S_t=20cm

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau 6.7. Vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	41.10	7.69	9.13	62203,795	6,03	15	177,11	201.63	OK
	y-y	29.22	7.69	9.13	62203,795	4,29	15	125,91	201.63	OK
Appuis	x-x y-y	14.50	7.69	9.13	62203,795	2,13	15	62,48	201.63	OK

VI.1.7. b) .Ferraillage des nervures :

b.1) Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99 [1])

On a :

$$M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée :

$M_t=0,85M_0$

Sur appuis :

$M_{app}=0,50M_0$

b.2) Calcul des armatures :

b=50 cm ; h=60cm ; d=54cm

L=4.5m ; P_u=78.81 kN/ml ; Pser=59.41 kN/ml

Tableau 6.8. Ferraillage des nervures.

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	169.57	0.082	0.107	51 .69	9.43	8HA16	16.08
Appuis	99.745	0.048	0.062	52.66	5.44	8HA16	16.08

b.3) Vérifications nécessaires :

1. **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26cm^2 \prec 16,08cm^2 \text{.....Vérrifiée.}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS:

Tableau 6.9. Vérification des contraintes.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	127,82	16,08	18,5	409499,383	5.77	15	166.21	201.63	C.V
Appuis	75,19	16,08	18,5	409499,383	3.40	15	97.77	201.63	C.V

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [3]

On doit vérifier que : $\tau_u \prec \overline{\tau}_u = Min(0{,}1 f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5MPa$

Avec :
$$\begin{cases} \tau_u = \dfrac{T_u}{bd} \\ T_u = \dfrac{q_u L}{2} = \dfrac{78.81x4.5}{2} = 177.32kN \\ \tau_u = \dfrac{177.32x10^3}{500x540} = 0{,}66MPa \prec \overline{\tau}_u = 2{,}5MPa \text{.....Vérifier} \end{cases}$$

b.4) Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifié 99 [3] :**

$$\begin{cases} * \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3 f_{tj} K}{0{,}8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ * S_t \leq Min(0{,}9d; 40cm) = 40cm \\ * \dfrac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) = 0{,}4MPa \end{cases}$$

- **RPA99 version 2003 [1] :**

$$\begin{cases} * \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 b_0 \\ * S_t \leq Min\left(\dfrac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 15cm \text{.....Zone nodale} \\ * S_t \leq \dfrac{h}{2} = 30cm \text{.....Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \le Min\left(\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b}{10}\right)=1.71cm$$

f_e=400MPa ; τ_u=0,66MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; b=50cm ; d=54cm

On trouve :

S_t=15cm……Zone nodale.

S_t=30cm……Zone courante

Tableau 6.10. Calcul des armatures transversales.

	τ_u (Mpa)	CBA 93		RPA 99V2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
		S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_t(ZN) (cm)	S_t(ZC) (cm)	At (cm^2)	S_t(ZN) (cm)	S_t(ZC) (cm)	
Section 50x60	0.66	40	1.50	15	30	5.4	15	30	6HA12= 6.78

b.5) Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau

dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a 3cm^2 / m pour les armatures de peau [2]

$A_P = 3cm^2/m \times 0,60 = 1,8cm^2$ *(Fissuration préjudiciable)*

Donc on prend 2T14=3,08 cm²

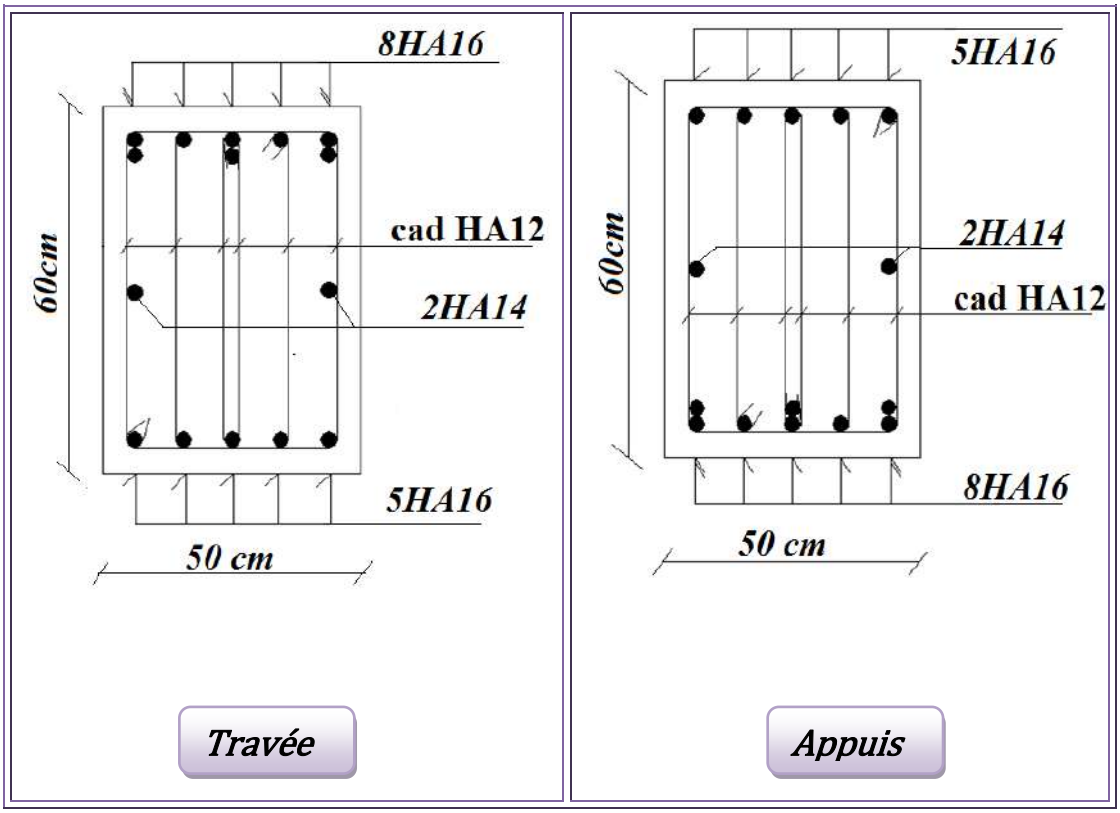


Figure 6-4 : Schéma de ferraillage des nervures.

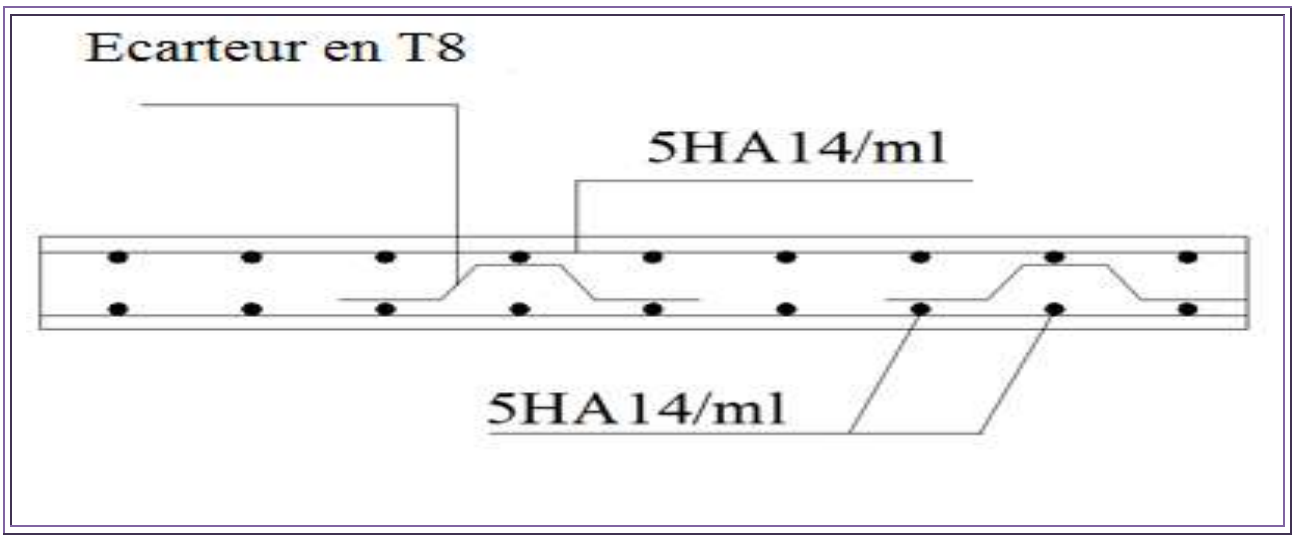


Figure 6-5:Ferraillage de la dalle dans les deux sens.

.Etude de débord du radier :

VI.1.7. c). Ferraillage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

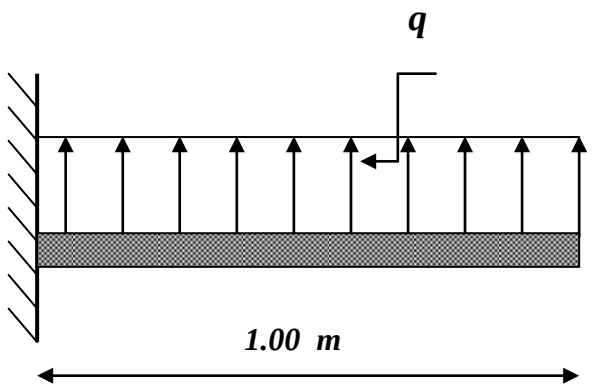


Figure 6-6 : Schéma statique du débord.

c.1) .Evaluation des charges et surcharges :

- **E.L.U :**

$q_u = 78.81\ kN/ml$ Pour une bande de 1m.

- **E.L.S :**

$q_{ser} = 59.41\ kN/ml$ Pour une bande de 1m.

c.2).Calcul des efforts :

- E.L.U:

$$M_u = \frac{q_u.L^2}{2} = 39.41 kN.m$$

$$T_u = q_u.L = 78.81\ kN$$

- E.L.S :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}.L^2}{2} = 29.71\ kN.m$$

c.3).Ferraillage :

c.3.1). armatures longitudinales :

Le ferraillage se fait en flexion simple pour 1m de largeur.

Avec : M_u=39.41 KN.m, b = 100 cm, h = 30 cm, d=27 cm

Donc : $\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 0{,}038 \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\overline{\sigma_s}} = 4.28cm^2$

-On adopte A_s=5HA14=07.69 cm^2 (le même ferraillage que la dalle du radier).

Avec un espacement : esp = 20 cm .

c.3.2).Armature de répartition :

$\frac{A_S}{4} \le A_r \le \frac{A_S}{2} \quad \Rightarrow \quad 1.92\ cm^2 \le A_r \le 3.84\ cm^2$

$A_r = 2.31\ cm^2 = 5HA8; esp = 20cm.$

c.4). Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$A_S = 5.65cm^2 > A_S^{Min} = \frac{B}{1000} = 3.00\ cm^2 .....(C.V).$

2. Vérification de l'espacement:

- **Armatures longitudinales:**

$S_t = 20cm < Min[3h = 90cm ; 33\,cm] = 33\,cm$ ..... *(c.v).*

- **Armatures de répartitions:**

$S_t = 20cm < Min[4h = 120cm ; 45\,cm] = 45\,cm$ ..... *(c.v).*

4. Vérification de l'effort tranchant:

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{78.81*10^3}{1000*270} = 0.29MPa \le \tau_{adm} = min\ (0{,}1f_{c28}, 4\ MPa) = 2.5\ MPa$.... *(C.V).*

-Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Vérification des contraintes à l'ELS:

-La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que:

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15\, MPa$

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=201.63 MPa

Tableau 6.11 Vérification des contraintes de L'ELS.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
29,71	7,69	9,13	62203,795	4,36	15	128,03	201.63	OK

CONCLUSION GENERALE

Ce travail nous a permis de voir en détails l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, conformément aux règles en vigueur CBA 93, RPA 99 version 2003 et BAEL 91 modifié99.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- *Une étude dynamique s'impose pour définir le comportement de la structure dans le cas du séisme. Cette étude nous amène à limiter les dégâts des éléments structuraux et éviter l'effondrement de la structure.*
- *En déterminant le chargement sismique (spectre de réponse), il est nécessaire de choisir un coefficient de comportement R adéquat qui est un paramètre reflètent la ductilité de la structure et il est en fonction du système de contreventement, La rigidité de la structure est assurée avec la vérification de déplacements horizontaux inters étage, ainsi que l'effet P - Δ.*
- *Une disposition adéquate des voiles doit satisfaire la condition de rigidité latérale mais aussi le ferraillage optimal de ces derniers.*
- *Le ferraillage des portiques (poteaux, poutres) a été fait conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le RPA99 version 2003 le CBA93 et le BAEL 91.*
- *Le ferraillage des voiles a été fait par la méthode des contraintes moyenne.*
- *S'agissant de la fondation du bâtiment, la solution radier général, s'est imposée dans notre cas, son pré dimensionnement a été fait de manière à assurer une répartition uniforme des contraintes.*